

o. PROF. DR.-ING. DR.-ING. E. h. KARL KORDINA  
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz  
Lehrstuhl für Massivbau

TECHNISCHE UNIVERSITÄT  
BRAUNSCHWEIG

S C H L U S S B E R I C H T

zum Forschungsvorhaben

Auswertung von Siloschäden

erstattet von

Karl KORDINA

und

Franz BLUME

Juni 1982

**BIBLIOTHEK**  
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz  
der Technischen Universität Braunschweig  
Beethovenstraße 52  
D-3300 Braunschweig

## V o r w o r t

Die besondere Schadenshäufigkeit an Silobauwerken, insbesondere an Getreidesilos führte dazu, daß sich der Normenausschuß "Lasten in Silozellen" zusammen mit dem Institut für Bautechnik zu Sofortmaßnahmen hinsichtlich der anzusetzenden Lasten in Silozellen veranlaßt sah. In der der Verabschiedung eines Ergänzungserlasses vorausgegangenen Diskussion konnte im Normenausschuß jedoch keine vollständige Übereinstimmung bei der Beantwortung der Frage erzielt werden, ob die Schadenshäufung überwiegend in unzutreffenden Angaben der Silolasten in den aktuellen Berechnungsgrundlagen oder aber in Mängeln der Bauausführung zu suchen ist. Es wurde deshalb befürwortet, zur Klärung dieser Frage im Rahmen eines Forschungsauftrages eine größere Anzahl von Siloschäden seitens einer unabhängigen Stelle sammeln und auswerten zu lassen. Die Veröffentlichung der Ergebnisse mit daraus resultierenden Folgerungen sollte dem praktisch tätigen Ingenieur Hinweise zur Vermeidung künftiger Fehler geben.

Die Forschungsarbeit wurde am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig durchgeführt und vom Institut für Bautechnik, Berlin, finanziert.

## Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Überblick . . . . .	1
2. Problemstellung . . . . .	2
3. Lastannahmen . . . . .	4
3.1 Allgemeines . . . . .	4
3.2 Entwicklung . . . . .	4
4. Schadensfall 1	
- Getreidesilo in Norddeutschland - . . . . .	8
4.1 Allgemeines . . . . .	8
4.2 Hergang und Ausmaß des Schadens . . . . .	8
4.3 Angaben zu Bauausführung, Baugenauigkeit und Werkstoffen . . . . .	9
4.4 Tragfähigkeit der Silowand . . . . .	11
4.5 Beanspruchungen der Silowand . . . . .	11
4.5.1 Lastfall Temperatur . . . . .	11
4.5.2 Lastfall Schüttgutdruck . . . . .	12
4.5.2.1 Meßergebnisse . . . . .	12
4.5.2.2 Berechnungsvorschriften . . . . .	13
4.6 Diskussion möglicher Schadensursachen . . . . .	15
4.6.1 Rißbildung . . . . .	15
4.6.2 Bruch . . . . .	16
4.7 Zusammenfassung . . . . .	18
5. Schadensfall 2	
- Getreidesilo in Norddeutschland - . . . . .	21
5.1 Allgemeines . . . . .	21
5.2 Hergang und Ausmaß des Schadens . . . . .	21
5.3 Angaben zu Bauausführung, Baugenauigkeit und Werkstoffen . . . . .	22
5.4 Tragfähigkeit der Silowand . . . . .	25
5.5 Beanspruchungen der Silowand . . . . .	26
5.5.1 Lastfall Temperatur . . . . .	26
5.5.2 Lastfall Schüttgutdruck . . . . .	26
5.5.2.1 Meßergebnisse . . . . .	26
5.5.2.2 Schnittgrößen infolge planab- weichender Verlegung der Spannglieder . . . . .	28

	Seite
5.5.2.3 Berechnungsvorschriften . . . . .	29
5.5.2.4 Biegebeanspruchung der Zylinderwand infolge eines nicht rotationssymme- trischen Innendruckes . . . . .	30
5.5.4.2 Schnittgrößen . . . . .	31
5.6 Schadensursachen . . . . .	32
5.7 Zusammenfassung . . . . .	33
6. Schadensfall 3	
- Getreidesilo in Norddeutschland - . . . . .	35
6.1 Allgemeines . . . . .	35
6.2 Hergang und Ausmaß des Schadens . . . . .	36
6.3 Angaben zu Bauausführung, Baugenauigkeit und Werkstoffen . . . . .	38
6.4 Tragfähigkeit der Silowand . . . . .	41
6.5 Beanspruchungen der Silowand . . . . .	42
6.5.1 Lastfall Temperatur . . . . .	42
6.5.2 Lastfall Schüttgutdruck . . . . .	43
6.5.2.1 Meßergebnisse . . . . .	43
6.5.2.2 Berechnungsvorschriften . . . . .	44
6.5.2.3 Biegebeanspruchung der Zylinderwand infolge eines nicht rotationssymme- trisch angreifenden Horizontal- druckes . . . . .	46
6.6 Schadensursachen . . . . .	48
6.6.1 Rißbildung . . . . .	48
6.6.2 Fließen des Spannstahles . . . . .	48
6.7 Zusammenfassung . . . . .	49
7. Schadensfall 4	
- Getreidesilo in Süddeutschland - . . . . .	51
7.1 Allgemeines . . . . .	51
7.2 Hergang und Ausmaß des Schadens . . . . .	51
7.3 Angaben zu Bauausführung, Baugenauigkeit und Werkstoffen . . . . .	52
7.4 Tragfähigkeit der Silowand . . . . .	53
7.5 Beanspruchungen der Silowand . . . . .	55
7.5.1 Lastfall Temperatur . . . . .	55
7.5.2 Lastfall Schüttgutdruck . . . . .	55
7.5.3 Schnittgrößen und ihre Bewertung . . . . .	55
7.6 Schadensursache und -ablauf . . . . .	56
7.7 Zusammenfassung . . . . .	58

	Seite
8. Schadensfall 5	
- Zementsilo in Süddeutschland - . . . . .	59
8.1 Allgemeines . . . . .	59
8.2 Hergang und Ausmaß des Schadens . . . . .	59
8.3 Angaben zu Bauausführung, Baugenauigkeit und Werkstoffen . . . . .	61
8.4 Tragfähigkeit der Silowand . . . . .	62
8.5 Beanspruchungen der Silowand . . . . .	63
8.5.1 Lastfall Temperatur . . . . .	63
8.5.2 Lastfall Schüttgutdruck . . . . .	64
8.5.3 Schnittgrößen . . . . .	66
8.6 Diskussion möglicher Schadensursachen . . . . .	67
8.6.1 Annahme einer Grenzauslastung von 50% . . . . .	67
8.6.2 Annahme einer Grenzauslastung von 75% . . . . .	68
8.6.3 Schlußfolgerungen . . . . .	68
8.7 Zusammenfassung . . . . .	70
9. Schadensfall 6	
- Zementsilo in Süddeutschland - . . . . .	72
9.1 Allgemeines . . . . .	72
9.2 Hergang und Ausmaß des Schadens . . . . .	72
9.3 Angaben zu Bauausführung, Baugenauigkeit und Werkstoffen . . . . .	74
9.4 Tragfähigkeit der Silowand . . . . .	76
9.5 Beanspruchungen der Silowand . . . . .	78
9.5.1 Lastfall Temperatur . . . . .	78
9.5.2 Lastfall Schüttgutdruck . . . . .	78
9.5.3 Schnittgrößen . . . . .	80
9.6 Diskussion möglicher Schadensursachen . . . . .	81
9.7 Zusammenfassung . . . . .	82
10. Schadensfall 7	
- Zementklinkersilo in Süddeutschland . . . . .	84
10.1 Allgemeines . . . . .	84
10.2 Hergang und Ausmaß des Schadens . . . . .	84
10.3 Angaben zu Bauausführung, Baugenauigkeit und Werkstoffen . . . . .	85
10.4 Tragfähigkeit der Silowand . . . . .	86
10.5 Beanspruchungen der Silowand . . . . .	87

	Seite
10.5.1 Lastfall Temperatur . . . . .	87
10.5.2 Lastfall Schüttgutdruck . . . . .	89
10.6 Diskussion möglicher Schadensursachen . . . . .	92
10.7 Zusammenfassung . . . . .	93
11. Schadensfall 8	
- Zementsilos in Süddeutschland - . . . . .	95
11.1 Allgemeines . . . . .	95
11.2 Hergang und Ausmaß des Schadens . . . . .	95
11.3 Angaben zu Bauausführung, Baugenauigkeit und Werkstoffen . . . . .	97
11.4 Tragfähigkeit der Silowand . . . . .	98
11.5 Beanspruchung der Silowand . . . . .	99
11.5.1 Lastfall Temperatur . . . . .	99
11.5.2 Lastfall Schüttgutdruck . . . . .	100
11.6 Diskussion möglicher Schadensursachen . . . . .	102
11.7 Zusammenfassung . . . . .	104
12. Schadensfall 9	
- Zementsilo in Süddeutschland - . . . . .	106
12.1 Allgemeines . . . . .	106
12.2 Hergang und Ausmaß des Schadens . . . . .	107
12.3 Angaben zu Bauausführung, Baugenauigkeit und Werkstoffen . . . . .	108
12.4 Tragfähigkeit der Silowand . . . . .	109
12.5 Beanspruchungen der Silowand . . . . .	110
12.5.1 Lastfall Temperatur . . . . .	110
12.5.2 Lastfall Schüttgutdruck . . . . .	111
12.6 Diskussion möglicher Schadensursachen . . . . .	113
12.7 Zusammenfassung . . . . .	114
13. Schadensfall 10	
- Drei Zementsilos im Ausland . . . . .	116
13.1 Allgemeines . . . . .	116
13.2 Hergang und Ausmaß des Schadens . . . . .	117
13.3 Angaben zu Bauausführung, Baugenauigkeit und Werkstoffen . . . . .	118
13.4 Tragfähigkeit der MK-Stützen und der Großsilowand . . . . .	119

	Seite
13.5 Belastung der Mischkammerstützen und Schadensursache . . . . .	120
13.5.1 Allgemeines . . . . .	120
13.5.2 Überlegungen zur Stützenlast . . . . .	121
13.5.3 Ergebnis . . . . .	124
13.6 Beurteilung der Tragsicherheit des Silomantels . . . . .	125
13.6.1 Allgemeines . . . . .	125
13.6.2 Belastung und Tragsicherheit . . . . .	126
13.6.3 Beurteilung . . . . .	128
14. Zusammenfassende Darstellung der Ergebnisse . . . . .	129
14.1 Allgemeines . . . . .	129
14.2 Bauart und Baumängel . . . . .	129
14.3 Statik und Konstruktion . . . . .	132
14.4 Lastannahmen . . . . .	134
15. Literaturverzeichnis . . . . .	137

## Anlagen

## 1. Überblick

Nach einer einleitenden Darstellung der Probleme bei der Ergründung der Ursachen von Siloschäden werden zunächst die Lastannahmen für Silokonstruktionen näher beleuchtet und ihre Änderung in deutschsprachigen Berechnungsempfehlungen und DIN-Normen von der Jahrhundertwende bis heute beschrieben.

Anschließend werden zehn Schadensfälle analysiert, von denen vier an Getreidesilos und sechs an Zement- oder Zementklinkersilos aufgetreten sind. Acht Silos bestehen aus Stahlbeton und zwei aus Spannbeton. In neun Fällen handelt es sich um zylindrische Einzelzellen; ein Schaden an einer Anlage aus mehreren prismatischen Zellen wird untersucht. Bei zwei der zehn Silos erfolgt der Schüttgutabzug zentrisch; bei den übrigen wird die Rotationssymmetrie durch Einbauteile, durch achsensymmetrische Trichterausbildung und Auslaufanordnung oder durch mechanische Fördereinrichtungen gestört.

Im Rahmen der Schadensanalysen werden jeweils Hergang und Ausmaß des Schadens beschrieben und - soweit bekannt - der Grad der Abweichung von ausgeführter und planmäßiger Konstruktion angegeben. Hernach werden Rißlast und Grenztragfähigkeit der Silowandung nach Soll- und Istzustand einander gegenübergestellt. Mögliche Beanspruchungen aus Temperaturzwang und Schüttgutdruck nach Silovorschriften oder anderen Berechnungsempfehlungen werden ermittelt und dabei auch der Auswirkung nicht rotationssymmetrischer Druckverteilungen nachgegangen. Soweit Druckmessungen an den Silos durchgeführt wurden, sind die wesentlichen Meßergebnisse dargestellt. Schließlich werden aus den zusammengetragenen Fakten wahrscheinliche Schadensursachen abgeleitet.

Die wesentlichen Ergebnisse werden abschließend zusammenfassend dargestellt und bewertet.



## 2. Problemstellung

Für eine möglichst systematische Analyse der Ursache von Schäden an Silos war es notwendig, zunächst alle denkbaren Ursachen zusammenzustellen, um anhand einer solchen Checkliste prüfen zu können, welche eventuell bei den auszuwertenden Fällen besonders oder durch Zusammentreffen mit anderen den Schaden bewirkt haben könnten. Nach Anlage 1 lassen sich die verschiedenen Schadensursachen fünf Gruppen zuordnen; sie können aus den Lastannahmen, der eigentlichen Berechnung, der konstruktiven Durchbildung, der Bauausführung oder sonstigen Gründen herrühren.

Während die Qualität der Baustoffe und der Bauausführung im Rahmen der einzelnen Auswertungen aus den Baustoffkennwerten sowie durch Prüfung der Übereinstimmung von Istzustand und Sollzustand des Bauwerkes verhältnismäßig eindeutig ergründbar ist, gestaltet sich die Beurteilung der Richtigkeit der jeweiligen Statik zugrunde liegender Schüttgutdruckannahmen schwierig, sofern keine gesicherten Meßwerte vorliegen. Es besteht nur die Möglichkeit, die in maßgebenden Bauteilschnitten aufnehmbaren Schnittgrößenkombinationen M, N im interessierenden Schadenszustand zu ermitteln, um sie jenen vergleichend gegenüberzustellen, die sich aus den Lastannahmen der Bauwerksstatik, den aktuellen Silovorschriften oder anderen Empfehlungen zur Silodruckermittlung ergeben. Hieraus lassen sich Aussagen über Größe und Verteilung der Drücke ableiten, die möglicherweise den Schaden auslösten und es sind Folgerungen im Hinblick auf die Wirklichkeitsnähe der verschiedenen Lastannahmen möglich. Eine zusätzliche Bestätigung solcher Rückschlüsse wäre dann gegeben, wenn bei anderen, vergleichbar konstruierten aber für den als zutreffend beurteilten Druck bemessenen Silowänden entsprechende Schäden nicht aufgetreten sind. Das für die Auswertung zur Verfügung stehende Material erlaubt solche Vergleichsmöglichkeiten jedoch nicht.

Besonders wesentlich erschien natürlich die Auswertung von Schäden an Silos, die nach der derzeit gültigen Silovorschrift berechnet wurden, um hieraus gegebenenfalls Unzulänglichkeiten der Norm zu erkennen. Nur wenige Sachverständige oder Anlagenbetreiber waren jedoch bereit, ihre Unterlagen über bestimmte neuere Schäden zur Verfügung zu stellen. Einige hielten ihre Akten für zu lückenhaft, andere wünschten zunächst die Auswertung besonders bekannter Siloschäden, bevor sie eigene Unterlagen aushändigen wollten. So stand z.T. nur Material über Schäden an älteren Silos zur Verfügung, die aufgrund ihres Baujahres zwangsläufig nicht für Lastannahmen entsprechend derzeit gültiger Norm bemessen waren, d.h. den Berechnungen dieser Silos liegen Lastannahmen zugrunde, deren Richtigkeit heute z.T. bezweifelt wird. Bei solchen Schadensfällen liegt somit stets die Vermutung nahe, daß sie mit unzureichenden Lastannahmen in Zusammenhang stehen. Ob jedoch Drücke nach der aktuellen Silovorschrift den Schaden möglicherweise auslösten oder ob solche überhaupt nicht von den Zellenwänden aufgenommen werden könnten, scheint einer Überprüfung wert.

Für die Abwicklung des Forschungsvorhabens wurde folgender Weg beschritten. Nach einer Sichtung der zur Verfügung gestellten Unterlagen wurden zunächst einige Schadensfälle an neueren Getreidesilos ausgewertet und hieran anschließend bei den weiteren ausgewerteten Schadensfällen insbesondere auch geprüft, ob eventuell ähnliche Ursachen den Schaden auslösten.

Anlage 2 enthält eine Zusammenstellung wesentlicher Angaben zu den analysierten Schadensfällen in der Reihenfolge ihrer Auswertung.

### 3. Lastannahmen

#### 3.1 Allgemeines

Im Rahmen der Ermittlung der Ursache von Siloschäden ist u.a. stets zu prüfen, ob eventuell die Abweichung der in der jeweiligen Bauwerksstatik zugrundegelegten Lastannahmen von heute geltenden Vorstellungen über die Größe der Silodrücke für den Schadensfall relevant ist. Da auch Schäden an Silos zur Auswertung gelangen, deren Baujahr auf 1930 zurückgeht, erscheint es angebracht, der Abhandlung der einzelnen Schadensfälle die Entwicklung bzw. Änderung der Lastannahmen in deutschsprachigen Berechnungsempfehlungen und DIN-Vorschriften von der Jahrhundertwende bis heute voranzustellen.

#### 3.2 Entwicklung

Im Jahre 1896 veröffentlicht Janssen [1] das Ergebnis seiner Modellversuche zur Ermittlung des Druckes von Getreide in Silozellen. Aus Gleichgewichtsbedingungen am Siloelement (Anlage 3) leitet er einen Ansatz zur Bestimmung des Schüttgutdruckes ab. Er bestimmt die Wichte  $\gamma$  und die beiden Unbekannten  $\mu = \frac{p_w}{p_h}$  und  $k = \frac{p_w}{p_v}$  in Versuchen. Janssen kommt u.a. zu dem Ergebnis, daß Mais trotz etwa gleichen Raumgewichtes wie Weizen um etwa 22 % größere Bodendrücke erzeugt. Er erklärt dies durch die glattere Kornoberfläche und empfiehlt, "die Festigkeit der Zellenwandungen und des Zellenbodens bei Mais um 22 % zu erhöhen.

1896 verwendet Koenen [2] die gleiche Herleitung wie Janssen und führt für das Verhältnis  $p_h/p_v$  den Wert  $\lambda_a = \tan^2 (45 - \varphi/2)$  der Erddrucktheorie für aktiven Erddruck bei senkrechter Wand und horizontaler Geländeoberfläche ein. Den Wandreibungswinkel gibt er bei geglätteter und rauher Oberfläche mit  $\delta = 3/4 \varphi$  bzw.  $\delta = \varphi$  an.

Spätestens seit 1936 sorgte Nakonz [3] für die Verbreitung des Ansatzes von Janssen-Koenen durch seine Veröffentlichungen in den Betonkalendern der Jahrgänge 1936, 1940, 1944, 1951, 1952 und 1955. Erst bei der Veröffentlichung im Jahre 1960 weist er auf die entscheidende Bedeutung des Wandreibungswinkels  $\delta$  für die Druckordinaten hin und berichtet über Versuche von Reimbert an Stahlsilos mit Getreidefüllung, die im Vergleich zu der Drucklinie nach Koenen insbesondere im oberen Zellenbereich höhere Drücke ergaben. Für Silos, die mit Getreide oder anderem körnigen Material gefüllt werden, empfiehlt Nakonz fortan, einen bilinearen Druckverlauf zugrunde zu legen. Bis zu einer Ersatzhöhe

$$h' = \frac{\max p_v}{\gamma} = \frac{A}{\lambda \cdot \mu \cdot U}$$

gilt nach seiner Ansicht  $p_h = \gamma \cdot z \cdot \tan^2 (45 - \varphi/2)$  wenn bei der Ermittlung des Wandreibungsbeiwertes  $\mu$  der Wert  $\delta = 3/4 \varphi$  angesetzt wird; für  $z \geq h'$  gilt  $p_h = \text{const} = \max p_h$  nach Janssen/Koenen.

Im Jahre 1964 wurde die Norm "Lasten in Silozellen" (DIN 1055, Blatt 6) eingeführt. Verwendet wird wieder auf ganzer Silohöhe der Ansatz zur Druckermittlung von Janssen, doch werden für den Reibungsbeiwert  $\mu$  und den Horizontaldruckbeiwert  $\lambda$  neue, überwiegend aus Versuchen an Modellsilos abgeleitete Werte vereinbart. Nunmehr wird auch zwischen Fülldruck (Index f) und Entleerungsdruck (Index e) unterschieden.

Beim Füllen gilt  $\lambda = \lambda_f = 0,5$ , d.h. es wird näherungsweise der Ruhedruckbeiwert der Bodenmechanik ( $\lambda_0 = 1 - \sin \varphi$ ) für  $\varphi = 30^\circ$  zugrundegelegt. Für den Entleerungsvorgang wird eine hydrostatische Beziehung zwischen  $p_v$  und  $p_h$ , d.h.  $\lambda = \lambda_e = 1,0$  in Ansatz gebracht (Anlage 3). Der Wandreibungswinkel wird für körniges Silogut zu  $\delta_f = 0,75 \varphi$  und  $\delta_e = 0,6 \varphi$  beim Füll- bzw. Entleerungsvorgang eingeführt;

bei staubförmigem Schüttgut gilt  $\delta_f = \delta_e = \gamma$ . Die mit diesen Voraussetzungen ermittelte horizontale Entleerungslast darf wegen lastmindernder Einflüsse des Zellenbodens von einer bestimmten Höhe ( $1,2 d \leq 0,75 h$ ) ab linear auf den Wert der Fülllast am Auslauf abgemindert werden.

Bei exzentrischem Abzug des Schüttgutes ergeben sich zusätzliche Druckerhöhungen. Ihre Berücksichtigung erfolgt durch Einführung der Fläche  $A_i$  und des Umfanges  $U_i$  eines Ersatzquerschnittes, dessen Abzugsöffnung im Flächenschwerpunkt (Anlage 3) liegt. Die mit den Ersatzwerten  $A_i$  und  $U_i$  ermittelten Drücke sind Maximalwerte, welche sich aus einem konstanten Druckanteil  $p_{he}(A, U)$  bei zentrischer Entleerung und einem antimetrischen Druckanteil  $p'_{he}$  zusammensetzen, wobei gilt

$$p'_{he} = p_{he}(A_i, U_i) - p_{he}(A, U).$$

Das Gleichgewicht wird durch Schubspannungen zwischen Zellenwand und Schüttgut in der Art hergestellt, daß sich bei zylindrischen Zellen aus der Zusatzlast keine Biegebeanspruchung der Silowand ergibt. Bei  $e \leq d/6$  und  $h \leq 2d$  darf die Exentrität vernachlässigt werden.

Nakonz erläutert die unter Leitung von Professor Pieper entstandene Silovorschrift (1055-6) in seinen Aufsätzen in den Jahrgängen 1965 und 1968 des Betonkalenders. 1971 wird eine entsprechende Arbeit von Koznietzki [4] veröffentlicht.

Im Mai 1977 werden "Ergänzende Bestimmungen zu DIN 1055, Bl. 6" (EB) eingeführt. Hiernach wird der Druck infolge zentrischer Entleerung organischer Schüttgüter (außer Zucker) durch einen Faktor  $c$  um 20% angehoben. Der Lastzuwachs infolge exzentrischer Entleerung wird ebenfalls mittels dieses Vergrößerungsfaktors und nicht mehr über den Ersatzquerschnitt bestimmt. Für Mais werden die so ermittelten

Drücke zusätzlich um 30% angehoben (Anlage 3). In den EB wird u.a. auch besonders darauf hingewiesen, daß eine Exzentrizität durch ungleichmäßiges Abfließen aus mehreren Ausläufen entstehen kann und daß der Einfluß von Einbauteilen durch 1055-6 oder EB nicht erfaßt wird.

Nahezu gleichzeitig mit der Einführung der EB veröffentlichten Timm und Windels [5] im Betonkalender einen Aufsatz über Silos. Darin werden u.a. auch die Druckvorgaben nach DIN 1055 - 6 vorliegenden Versuchsergebnissen kritisch gegenübergestellt. Timm und Windels schlagen vor, den Wert  $\mu$  allgemein festzusetzen und ihn nicht mehr für jedes Silogut getrennt zu ermitteln. Für den maßgebenden Entleerungsvorgang empfehlen sie die Verwendung nachfolgend genannter Werte:

staubförmige Schüttgüter:  $\mu = 0,30$

körnige Schüttgüter:  $\mu = 0,20$

kohäsive Schüttgüter:  $\mu = 0,10$  .

Derzeit wird die Silovorschrift 1055-6 völlig überarbeitet und die 11. Fassung des Normentwurfes (NE-11) liegt vor. Danach wird zukünftig der Horizontaldruck bei der Siloentleerung  $p_{he}$  und der Bodendruck  $p_{fb}$  aus dem entsprechenden Fülldruck mittels eines Vergrößerungsfaktors  $e_h$  bzw.  $c_b$  ermittelt. Diese Faktoren wie die übrigen Schüttgut- bzw. Silokennwerte entstammen neueren systematischen Untersuchungen an Modellsilos und sind durch Versuche an Großsilos z.T. überprüft. NE-11 enthält noch keine Angaben darüber, wie zukünftig der Einfluß exzentrischer Schüttgutbewegung berücksichtigt werden soll. Hieran wird noch gearbeitet, wobei divergente Auffassungen vertreten werden.

Auch heute noch ist somit die Auffassung über Größe und Verteilung der in Silos auftretenden Drücke bzw. über den besten Weg zu einer sicheren Silobemessung selbst unter anerkannten

Sachverständigen z.T. uneinheitlich. Dies erschwert naturgemäß auch die Möglichkeit präziser Aussagen über schadenauslösende Ursachen in den nachfolgenden Analysen.

#### 4. Schadensfall 1:

- Getreidesilo in Norddeutschland -

---

##### 4.1 Allgemeines

Die Zelle wurde 1972 erbaut. Sie war insbesondere zur Lagerung von Ölschrot und Getreide bestimmt. Ihre Position innerhalb der Gesamtanlage sowie ihre wesentlichen Abmessungen sind aus Anlage 4.1 zu ersehen: Die Zelle ist 75,5 m hoch, hat eine lichte Weite von  $\varnothing_1 = 11,50$  m und eine Wandstärke von 22 cm. Sie besteht aus Stahlbeton. Für die Einlagerung von Ölschrot wurde der Silo über den Abzugsöffnungen mit einem Entlastungsbalken als Entleerungshilfe ausgestattet.

---

Zunächst in der Silowand belassene Aussparungen werden durch die eingreifenden Enden dieses nachträglich betonierten Balkens aufgefüllt; entsprechend werden die Auflagerkräfte über die Zylinderwand abgetragen. Der Siloboden ist so mit Gefälle versehen, daß das Schüttgut durch Schwerkrafteinwirkung den beiden Abzugsöffnungen zugeführt wird.

Die Zelle ist über eine Pfahlkopfplatte und Betonpfähle tief gegründet.

##### 4.2 Hergang und Ausmaß des Schadens

Nachdem die Zelle im Oktober 1972 in Betrieb genommen und mit Mais gefüllt worden war, wurde Anfang November 1972 im oberen Zellenbereich ein Anstieg der Schüttguttemperatur auf 30°C beobachtet. Zwecks Verminderung dieser Temperatur wurde vom Betriebsleiter die Umlagerung des Schüttgutes, d.h. gleichzeitiges Abziehen und Wiederaufzufüllen veranlaßt. Als sich die warme Schüttgutzone etwa in Höhe des Entlastungsbalkens befand, mußte der Umlagerungsvorgang aus betrieblichen Gründen unterbrochen werden. Zwischenzeitlich

war die Schüttguttemperatur auf ca. 40°C angestiegen. 3 bis 4 Stunden später traten schlagartig Risse auf, die sich nach Angaben von Beobachtern vergleichsweise gleichmäßig auf den Siloumfang verteilten. Die Risse waren ungefähr 10 bis 15 m lang; ihr Zentrum lag etwa in Höhe OK Entlastungsbalken. Der Rißabstand betrug 20 bis 25 cm und die Rißbreiten erreichten 1 bis 8 mm. Die Skizze in Anlage 4.2 bietet einen augenscheinlichen Eindruck vom Rißbild.

Da eine Entleerung durch Absaugen von oben wegen des unvermeidbaren Risikos für Menschenleben ausgeschlossen war, mußte der übliche Entleerungsvorgang mit den begleitenden Druckänderungen eingeleitet werden. Etwa eine Stunde nach Entleerungsbeginn mit geringstmöglicher Abzugsgeschwindigkeit (120 bis 150 t/h) brach die Zylinderwand etwa im Rißzentrum auf und der Silo stürzte zusammen. Es wurde niemand verletzt.

Die beiden benachbarten Silos gleicher Bauart blieben dabei unbeschädigt. Sie wurden vor ihrer weiteren Verwendung durch einen zusätzlichen äußeren Spannbetonmantel verstärkt.

#### 4.3 Angaben zu Bauausführung, Baugenauigkeit und Werkstoffen

Der Silomantel wurde im Gleitbauverfahren erstellt. Anhand von Bruchproben konnte belegt werden, daß die planmäßige Wandstärke von 22 cm mit hinreichender Genauigkeit ausgeführt worden war. Allerdings war im Vergleich zur planmäßigen Konstruktion eine deutlich höhere Betondeckung der Bewehrung festzustellen. Dies hat zwar nachteilige Auswirkungen auf die Biegetragfähigkeit der Schale, verbessert jedoch i.a. den Verbund zwischen Beton und Stahl und erhöht bei hinreichender Bemessung auch die Dauerhaftigkeit der Konstruktion.

In Laboruntersuchungen [11] wurde die Betondruckfestigkeit an aus Bruchstücken der Zylinderschale herausgesägten Beton-



würfeln bestimmt. Die Ergebnisse zeigen, daß die planmäßige Betongüte B 300, d.h. B 25 nach DIN 1045 (Dez. 1978), nicht unterschritten wurde ( $\beta_{wm} \approx 34,0 \text{ N/mm}^2$ ). Die gleichmäßige Rohdichte ( $\gamma = 21,9 \text{ kN/m}^3$ ) läßt auf eine zufriedenstellende Betonverdichtung schließen. Zug-, Biegezug- und Verbundfestigkeit konnten wegen zahlreicher Risse in den Betonbruchstücken nicht bestimmt werden.

Beim Gleiten wurde z.T. ein zu frühes Erstarren des Betons beobachtet. Hierdurch könnte sich im Zusammenhang mit dem oftmals beim Herstellen von Gleitbauten beobachteten Schwanken der Vertikalbewehrung im Wind u.U. eine nachteilige Auswirkung auf die Verbundfestigkeit sowohl für die Längs- als auch die Ringbewehrung ergeben haben.

In Anlage 4.3 ist die in Betonbruchstücken vorgefundene Bewehrung der planmäßigen Bewehrung gegenübergestellt. Weiterhin sind die Stoßlängen nach DIN 1045 den auf dem Bewehrungsplan angegebenen Sollwerten gegenübergestellt. Eine sichere Überprüfung der tatsächlich vorhandenen Stoßlängen an Bruchstücken konnte nicht erfolgen, da die Bewehrungsenden überwiegend aus dem Beton herausgerissen wurden. Dies wie auch die vielfach an Bruchstücken aufgefallene Erscheinung, daß sich die Betondeckung bereichsweise vollständig vom Kernbeton abgelöst hatte, lassen im vorliegenden Fall Zweifel an der Qualität des Verbundes zwischen Bewehrung und Beton entstehen.

Es ist abzulesen, daß die Bewehrung offenbar sehr ungleichmäßig verlegt wurde und daß etwa 20% der laut Bewehrungsplan einzubauenden Armierung fehlt. Das Defizit der außenliegenden Ringbewehrung war dabei besonders groß; hier wurden nur  $\sim 35\%$  statt  $\sim 60\%$  der planmäßigen Gesamtbewehrung eingebaut.

Die auf den Bewehrungszeichnungen angegebenen Stoßlängen liegen zwischen den Sollwerten nach DIN 1045 für die Verbundbereiche I und II. Im Merkblatt des Deutschen Beton-Vereins zum Herstellen von Silos im Gleitbauverfahren [12] wird eine 'vergrößerte Überdeckungslänge entsprechend Bereich II in allen Fällen gefordert, in denen die Qualität des Verbundes zweifelhaft erscheint. Die planmäßigen Stoßlängen sind danach eher als knapp anzusehen.

Die augenscheinliche Untersuchung der Bewehrung an Bruchstücken ergab, daß der Stahl im Bereich von Rissen offenbar z. T. überdehnt, d.h. bis zur Streckgrenze beansprucht worden war. Dies muß jedoch nicht die primäre Ursache des Einsturzes sein; die Überdehnungen könnten sich auch erst im Zusammenhang mit dem Einsturz ergeben haben.

#### 4.4 Tragfähigkeit der Silowand

Da offenkundig eine Überbeanspruchung in Ringrichtung zum Einsturz des infrage stehenden Silos führte, wird die rechnerische Untersuchung der Tragfähigkeit auf diese Beanspruchungsrichtung beschränkt.

In Anlage 4.4 sind Zug- und Biegezugfestigkeit nach Rüschi [25] für den verwendeten Beton angegeben sowie die Reißschnittgrößen für reinen Zug und reine Biegung abgeleitet. Aus den beiden Grenzwerten ergibt sich die Grenzlinie für den Reißzustand entsprechend der Darstellung in Anlage 4.5. Dort sind weiterhin die M, N-Linien für Gebrauchs- und Bruchzustand (nach DIN 1045) angegeben, wobei die Biegezugbeanspruchung jeweils am Siloaußenrand unterstellt wurde.

Die Grenzlinien wurden sowohl für die planmäßige als auch für die vorhandene Bewehrung ermittelt. Die Tragfähigkeitseinbuße durch die Unterbewehrung ist unmittelbar abzulesen: Mit der eingebauten Schlaffstahllarmierung wird die Bewehrung bei einer Ringzugkraft von  $\sim 600 \text{ kN/m}$  bis zur Fließgrenze beansprucht; bei planmäßiger Bewehrung tritt erst bei einer ca. 25% höheren Zugkraft, d.h. bei  $\sim 750 \text{ kN/m}$  Versagen ein.

## 4.5 Beanspruchungen der Silowand

### 4.5.1 Lastfall Temperatur

Dieser Lastfall wurde in der Bauwerksstatik nicht untersucht. Unter Zugrundelegung der beim Schadenseintritt beobachteten Schüttguttemperatur und einer Außentemperatur von schätzungsweise  $5^{\circ}\text{C}$  ergibt sich ein Temperaturgradient  $\Delta T \approx 15^{\circ}\text{C}$  und hierdurch im ungerissenen Zustand I ein Biegemoment  $M_{\Delta T}^I \approx 25 \text{ kNm/m}$  (Anlage 4.6).

Die Größe der Zwangbeanspruchung infolge Temperatur ist bekanntlich steifigkeitsabhängig und wird durch Rißbildung vermindert. Wege zur Ermittlung der Größe bei der Bemessung zu berücksichtigender Zwangmomente im Zustand II zeigen z.B. Koch und Peter [53] sowie Leonhardt, Frühauf und Netzel [56]. Im Rahmen der Schadensanalysen wird auf die Anwendung dieser genaueren Methoden verzichtet und zur Abschätzung des Steifigkeitsverlustes durch Rißbildung bzw. des möglicherweise im Zustand II vorhandenen Zwangmomentes die Angaben in Heft 240 des DAfStb, Abs. 1.3.2 [30] herangezogen. Danach ergibt sich  $M_{\Delta T}^{II} \sim 0,25 \times M_{\Delta T}^I \sim 6 \text{ kNm/m}$ .

### 4.5.2 Lastfall Schüttgutdruck

#### 4.5.2.1 Meßergebnisse

Am hier infrage stehenden Silo wurden keine Druckmessungen durchgeführt.

Nothdurft [13] berichtet über Messungen an dem nach dem Zusammenbruch neu errichteten Bauwerk. Abweichend von der ursprünglichen Konstruktion war die neue Zylinderschale in Ringrichtung gegen Lisenen vorgespannt und der Entlastungsbalken außerdem nicht mehr in Aussparungen der Silowand gelagert, sondern auf Stahlbetonscheiben unabhängig gegründet. Balken und Zylinderschale waren durch eine elastische Zwischenlage voneinander getrennt.

Die Druckmessungen erfolgten über in Wandnischen eingebaute bündig abschließende Stahlplatten (50/50 cm). Bei der Entleerung und in ähnlicher Weise bei Umlagerungsvorgängen wurde in Höhe der OK des Entlastungsbalkens ein erheblicher Unterschied zwischen den Schüttgutdruckordinaten im Bereich des Entlastungsbalkenauftrags und im dazu um  $90^{\circ}$  versetzten Schnitt festgestellt (Anlage 4.7). Der Horizontaldruck lag

danach zwischen 35 und 125 kN/m<sup>2</sup> im gleichen Höhenschnitt. Erst etwa 30 m oberhalb des Entlastungsbalkens wurde in den entsprechenden Schnitten ein annähernd gleicher Druck gemessen.

#### 4.5.2.2 Berechnungsvorschriften

##### 4.5.2.2.1 Drucklinien

In Anlage 4.8 sind die Horizontaldrucklinien nach DIN 1055, Blatt 6, (1055-6) sowie nach den Ergänzenden Bestimmungen zu DIN 1055, Blatt 6, (EB) für das maßgebende Schüttgut Mais bei zentrischer und exzentrischer Entleerung angegeben. Die verwendeten Kennwerte und sonstigen Annahmen bei der Berechnung der Drucklinien enthält Anlage 4.9. Der Bauwerksstatik liegen die Angaben nach 1055-6 für zentrische Entleerung zugrunde, d.h. es wurde von stets gleichmäßigem Auslauf des gelagerten Materials durch beide Entleerungsöffnungen ausgegangen. Die ermittelte maximale Horizontaldruckordinate wurde für die Bemessung auf der gesamten Silohöhe in Ansatz gebracht.

Allein durch Verstopfung einer Abzugsöffnung kann jedoch stets ein exzentrischer Schüttgutabzug erfolgen. Ebenso ist infolge der Veränderung des Fließquerschnittes im Bereich des Entlastungsbalkens und insbesondere durch nicht auszuschießende Brückenbildung auf einer oder beiden Seiten des Balkens ein ungleichmäßiger Horizontaldruck des Füllgutes zu erwarten.

Bei einer maximalen Exzentrizität  $e \approx 3,0$  m des Auslaufs oder der Schüttgutbewegung vom Zellenzentrum und Entleerung von Mais ergibt sich nach EB ein um 73% höherer Druck als bei zentrischer Entleerung nach 1055-6. Der rechnerische Maximalwert von 123 kN/m<sup>2</sup> stimmt unerwartet genau mit dem gemessenen Maximalwert von 125 kN/m<sup>2</sup> oberhalb des Entlastungsbalkens überein, was die Wirklichkeitsnähe örtlich höherer Lasten entsprechend EB im vorliegenden Fall unterstreicht.

#### 4.5.2.2.2 Schnittgrößen im Normalbereich

Die nach 1055-6 ermittelte Belastung bei zentrischer Entleerung kann rotationssymmetrisch angesetzt werden. Bei exzentrischer Entleerung überlagert sich ein antimetrischer Lastzuwachs, der nach 1055-6 biegemomentenfrei durch Schubkräfte in Ringrichtung abgetragen wird, so daß ausschließlich Zugkräfte als Schnittgrößen entstehen.

Nach EB kann sowohl für zentrische als auch für exzentrische Entleerung ein rotationssymmetrischer Innendruck, d.h. eine reine Zugbeanspruchung der Siloschale zugrundegelegt werden. Die Gegenüberstellung der maximalen Ringzugkräfte nach 1055-6 und EB in Anlage 4.10 zeigt wie bei den Drücken Unterschiede von maximal 73%.

#### 4.5.2.2.3 Schnittgrößen im Bereich des Entlastungsbalkens

In 1055-6 ist über die Berücksichtigung von Einbauteilen nichts ausgesagt. In der Bauwerksstatik wurden vermutlich deshalb keine Auswirkungen des Entlastungsbalkens erwartet.

Gemäß EB, Abschnitt 3.4 werden Laststeigerungen durch Einbauteile jedoch nicht durch den Lastansatz in der Norm erfaßt, so daß ggf. eigene Überlegungen bzw. Annahmen notwendig sind:

Wie zweifelsfrei aus den Meßergebnissen zu erkennen ist, stört der Entlastungsbalken die Rotationssymmetrie. In Anlage 4.11 werden die Schnittgrößen für eine plausibel erscheinende Horizontaldruckverteilung im Bereich des Entlastungsbalkens ermittelt. Folgender Lastansatz wird zugrundegelegt:

$$p_h(\varphi) = \max p_h (1 + \alpha \cdot \cos 2\varphi)$$

Dabei ist  $\max p_h$  der Horizontaldruck nach den Silovorschriften 1055-6 oder EB.

Der nicht rotationssymmetrisch wirkende Anteil

$$\Delta p_h = \max p_h \cdot \alpha \cdot \cos 2\varphi$$

bewirkt eine vom Bettungseinfluß des Schüttgutes abhängige Biegebeanspruchung der Zylinderwand in Ringrichtung.

#### 4.6 Diskussion möglicher Schadensursachen

##### 4.6.1 Rißbildung

Aus Anlage 4.12 ist abzulesen, daß bei einer Ringzugkraft aus Fülldruck nach 1055-6 die Entstehung von Rissen noch nicht zu erwarten ist. Ebenso führt zentrischer Entleerungsdruck nach 1055-6 nicht unbedingt zu Rissen, da die entsprechende Ringzugkraft noch geringfügig kleiner ist als die wahrscheinliche Reißlast (5% Fraktile) des Querschnittes. Dagegen ist z.B. durch eine Dauerlast in dieser Größenordnung und das Hinzutreten einer Zwangbeanspruchung infolge  $\Delta T \leq 15^\circ\text{C}$  ein schlagartiges Reißen des Betons und die plastische Verformung der Bewehrung zu erklären.

Horizontaldruck nach EB für zentrisches Entleeren von Mais hätte unmittelbar zu Rißbildung und Versagen führen müssen, es sei denn, die Zugfestigkeit des Betons lag im maximal beanspruchten Bereich stets etwa in Höhe des statistischen Mittels nach Rüschi. Da dies auch wegen der Herstellung in Gleitbauweise äußerst unwahrscheinlich ist, kann davon ausgegangen werden, daß ein Druck nach EB beim Umlagern zunächst nicht aufgetreten ist. Dies könnte z.B. darauf zurückzuführen sein, daß die Wandoberfläche des neuen Silos vergleichsweise rauh war. Erst durch die Reibung des Schüttgutes Mais an der Wand erfolgt eine Glättung, die zum Anstieg des Horizontaldruckes führt. Drücke nach EB sind vermutlich erst zu erwarten, wenn der Glättungseffekt weitgehend abgeschlossen ist. Bei dem in Frage stehenden Silo war dies offenbar noch nicht der Fall.

#### 4.6.2 Bruch

Neben der Ergründung der möglichen, den Einsturz schließlich auslösenden Beanspruchungen soll auch geprüft werden, ob die Wand bei planmäßiger Ausführung den nach aktuellen Silovorschriften auftretenden Maximaldrücken bzw. Schnittgrößen standgehalten hätte.

Vereinfachend bleibt die Normalkraftänderung infolge des von der Rotationssymmetrie abweichenden Lastanteils  $\Delta p_h$  außer Ansatz, da sie im Vergleich zur Normalkraft aus dem rotations-symmetrisch wirkenden Druckanteil für kleine  $\alpha$ -Werte vernachlässigbar ist. Ebenso bleibt eine Beanspruchungsminderung infolge Bettungseinfluß des Schüttgutes unberücksichtigt, da - wie noch gezeigt wird - bereits geringe Umlagerungen im vorliegenden Fall als Versagensursache ausreichen, bei denen infolge ungleichmäßiger Dichte des Schüttgutes die Bettung u.U. noch nicht sicher aktiviert wird.

Aus Anlage 4.12 ist die Größe des aufnehmbaren Bruchmomentes bei gleichzeitig wirkenden Ringzugkräften nach den Silovorschriften

- 1055-6 (zentrische Entleerung)
- 1055-6 (exzentrische Entleerung)
- EB (zentrische Entleerung) und
- EB (exzentrische Entleerung)

abzulesen.

Bei einer Ringzugkraft nach 1055-6 (zentrische Entleerung) tritt ohne gleichzeitige Einwirkung eines Temperatur-Zwangmomentes der Grenzzustand bei einer Lastumlagerung nach Anlage 4.11 von  $\sim 5\%$  bzw.  $\sim 15\%$  ein, je nachdem ob von vorhandener oder planmäßiger Bewehrung ausgegangen wird. Bei Berücksichtigung des Zwangmomentes infolge eines Temperaturgradienten  $\Delta T \approx 15^\circ\text{C}$  in Zustand II verringern sich diese Werte auf  $\sim 2,5\%$  bzw.  $\sim 12\%$  (Anlage 4.13).

Eine Ringzugkraft nach EB (zentrische Entleerung) ist mit der vorhandenen Bewehrung nicht mehr aufnehmbar; bei planmäßiger Bewehrung würde dagegen erst ein zusätzliches Moment von 18 kNm/m, welches einer Lastumlagerung von  $\sim 6\%$  entspricht, zum Versagen führen.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß verschiedene Schnittgrößenkombinationen als mögliche Versagensursache infrage kommen. Da bereits geringste Lastumlagerungen (2,5 - 5%) Biegemomente erzeugen, die zusammen mit den Ringzugkräften bei zentrischer Entleerung nach 1055-6 zum Fließen der Bewehrung führen, ist nicht eindeutig zu erklären, ob eine solche Schnittgrößenkombination oder ein entsprechend höherer Horizontaldruck den Bruch herbeiführte.

Auch bei planmäßiger Ausführung wäre sicherlich ein Schaden am Silo eingetreten. Geht man davon aus, daß sich die Biegebeanspruchung mit plastischer Verformung der Bewehrung durch Übergang des Silos in eine Gelenkkette abbaut, so ist ein Einsturz erst zu erwarten, wenn die gesamte Ringbewehrung durch mittigen Zug bis zur Streckgrenze ausgenutzt wird. Da bei planmäßiger Bewehrung und einer Ringzugkraft nach EB für exzentrische Entleerung der Stahl noch nicht bis zur Fließgrenze ausgenutzt wird, ist nicht auszuschließen, daß bei planmäßiger Bewehrung kein Einsturz erfolgt wäre. Vermutlich wäre jedoch auch in diesem Fall das Schadensausmaß so groß gewesen, daß eine umfangreiche Instandsetzung und Verstärkung notwendig geworden wäre.



#### 4.7 Zusammenfassung

Der Temperaturanstieg des Schüttgutes wurde zunächst im oberen Silobereich beobachtet. Risse traten hier noch nicht auf, da bis zu diesem Zeitpunkt Fülldruck vorherrschte und dieser in der warmen Zone auch nicht den Maximalwert erreichte. Durch die Umlagerung gelangte die warme Zone in den Bereich zunehmend höherer Drücke, wobei die Siloguttemperatur noch weiter anstieg. Zusätzlich ergab sich dabei eine Druckerhöhung durch den Entleerungsvorgang.

Nach der Unterbrechung des Umwälzprozesses reichte die Zone warmen Schüttgutes bis in den Bereich des Entlastungsbalkens. Der Horizontaldruck hatte dabei maximal etwa den Wert nach 1055-6 für zentrisches Entleeren. Bei höheren Drücken wären unmittelbar Risse aufgetreten. Wahrscheinlich wirkte wegen des Entlastungsbalkens ein ungleichmäßiger Druck, der i.M. kleiner war als nach 1055-6.

Durch das zwischenzeitlich auf  $40^{\circ}\text{C}$  erwärmte Schüttgut baute sich ein Temperaturgradient  $\Delta T \leq 15^{\circ}\text{C}$  in der Wand auf. Das Zusammenwirken der entsprechenden Zwangbeanspruchung mit der aus ungleichmäßigem Entleerungsdruck resultierenden nicht rotationssymmetrischen Dauerlast führte zu schlagartigem Reißen der Schalenwand.

Mit dem Entstehen vergleichsweise breiter Risse ( $\leq 8\text{mm}$ ) und der örtlichen Überdehnung der Bewehrung verringerte sich zunächst die Beanspruchung der Wand, da sich der Temperaturzwang durch Ribildung vermindert und durch die Vergrößerung des Silovolumens bei Reißen des Betons vermutlich ein Abbau des ungünstigen Umlagerungsdruckes in Richtung Fülldruck eintreten konnte.

Beim Versuch das Silo vollständig zu entleeren, entstanden wieder höhere Drücke und infolge des Entlastungsbalkens eine verstärkte nicht rotationssymmetrische Druckverteilung mit entsprechenden Biegebeanspruchungen. Hierfür reichten

sowohl der Bewehrungsquerschnitt als auch die Verbundfestigkeit im Bereich der Bewehrungsstöße nicht mehr aus und es kam zum Einsturz.

Für den Schaden waren somit folgende Umstände ausschlaggebend:

1. Die Auswirkung von Zwangbeanspruchungen wurde in der Statik nicht untersucht. Da sich mit der Rißbildung die Steifigkeit vermindert, sinken auch die Zwangsnchnittgrößen entsprechend; durch Wahl einer hinreichenden Mindestbewehrung ist jedoch sicherzustellen, daß nicht durch eine große schlagartige Änderung der Stahlspannung im Augenblick der Rißbildung die Gebrauchsfähigkeit und Dauerhaftigkeit beeinträchtigende Rißbreiten auftreten.
2. Da beim Entleerungsvorgang insbesondere bei Silos mit Einbauteilen örtliche Biegebeanspruchungen durch ungleichmäßige Drücke im Höhenschnitt kaum vermeidbar sind, müssen sie bei der Bemessung berücksichtigt werden. Zwar wird vielfach angeführt, daß sich auch lastabhängige Biegebeanspruchungen durch Übergang in eine Gelenkkette abbauen; die Gebrauchsfähigkeit ist dann jedoch nicht mehr zweifelsfrei gesichert. Wo Lastumlagerungen von weniger als 15% des zentrischen Entleerungsdruckes nach 1055-6 zum Fließen der Bewehrung führen und sich durch Messungen belegen läßt, daß Druckabweichungen von 50% und mehr des Maximaldruckes nach EB in einem Horizontalschnitt möglich sind, da erscheint es nicht vertretbar, entsprechende Beanspruchungen mit Hinweis auf ihren Abbau bei Annäherung an den Bruchzustand oder durch Hinweis auf eine nicht genau quantifizierbare schnittgrößenmindernde Schüttgutbettung wegzudiskutieren.
3. Durch die Unterbewehrung der Wand verringerte sich die zentrische Zugtragfähigkeit auf 80% des Sollwertes. Weiterhin ergab sich eine geringere Biegetragfähigkeit durch die

übermäßige Betondeckung und die besondere Unterbewehrung der äußeren Bewehrungslage. Nach den vorstehenden Ausführungen wäre ein Schaden jedoch auch bei planmäßiger Ausführung eingetreten.

4. Da die Bewehrung bereits bei Entleerungsdruck nach 1055-6 und geringer Lastumlagerung bis zur Streckgrenze beansprucht wird, ist vorzeitiges Verbundversagen als eigentliche Einsturzsursache nicht wahrscheinlich. Die örtlichen Ablösungen der Betondeckung an Bruchstücken, die auf eine Nachgiebigkeit der Überdeckungsstöße im Augenblick des Einsturzes hinweisen, lassen jedoch Überdeckungslängen entsprechend Verbundbereich II nach DIN 1045 empfehlenswert erscheinen.

## 5. Schadensfall 2:

### - Getreidesilo in Norddeutschland -

---

#### 5.1 Allgemeines

Die Zelle wurde 1972 erbaut. Sie war ausschließlich zur Lagerung von Getreide bestimmt. Ihre wesentlichen Einzelheiten und Abmessungen zeigt Anlage 5.1. Die Zelle ist 75,5 m hoch, hat eine lichte Weite  $\varnothing_i = 15,50$  m und eine Wanddicke von 25 cm. Sie ist in Ringrichtung gegen Lisenen vorgespannt.

Für die Entleerung der Zelle sind im Zellenboden vier Abzugsöffnungen angeordnet, von denen die beiden äußeren nur zur Restentleerung verwendet werden. Der Siloboden ist so geneigt, daß das Schüttgut unter Schwerkrafteinwirkung zu diesen Öffnungen fließt.

Die Zelle ist über eine Pfahlkopfplatte und Stahlbetonpfähle tief gegründet.

#### 5.2 Hergang und Ausmaß des Schadens

Im Herbst 1976 wurde in der Silowand eine größere Anzahl von Vertikalrissen festgestellt. Sie waren vom Elevatorschacht aus, der an das Silo angrenzt, besonders gut zu erkennen.

Nach einem vorliegenden Untersuchungsbericht [14] waren die Risse 20 bis 25 m lang. Der Rißabstand betrug  $\sim 35$  cm bis 65 cm und die Rißbreite etwa 0,2 bis 1,0 mm. Anlage 5.2 bietet einen Eindruck vom Schadensausmaß.

Es ist nicht bekannt, ob das Rißbild schlagartig entstand oder sich im Verlaufe eines längeren Zeitraumes entwickelte.

Zum Zeitpunkt der Rißerkennung lagerten im Silo etwa 9500 t US-Gelbmais, d.h. es war nahezu gefüllt. Die Entleerung erfolgte im Hinblick auf den eingetretenen Schaden, d. h. aus Sicherheitsgründen, durch Absaugen von oben, wobei die Riß-

breitenänderung mittels Setzdehnungsmessern beobachtet wurde. Es war festzustellen, daß sich die Rißbreiten der meisten Risse im Verlaufe des Entleerens bis auf ca. 20 m Füllhöhe auf etwa 0,05 mm reduzierten.

Bei einer Schüttguthöhe von ca. 40 m wurde zwischendurch auch die Siloinnenwand in Augenschein genommen. Hier wurden ca. 40 auf den Umfang verteilte Risse gezählt. Die Rißbreite betrug nach Rißlupenablesung etwa 0,2 bis 0,4 mm. Die Rißbreite außen betrug zu diesem Zeitpunkt noch 0,1 bis 0,8 mm.

### 5.3 Angaben zu Bauausführung, Baugenauigkeit und Werkstoffen

Der Silomantel wurde in Gleitbauweise erstellt. Über den Grad der Übereinstimmung von ausgeführter und planmäßiger Wandstärke sind keine Aussagen möglich, da kontrollierende Manteldurchbohrungen nicht erfolgten. Die schlaffe Bewehrung in Ringrichtung weist im Bereich örtlich freigelegter Spannglieder weitgehend planmäßige Betondeckung (2,5 cm) auf, während die vertikale Schlaffbewehrung und z.T. auch die Spannglieder offenbar mit überhöhter Betondeckung eingebaut wurden. In Anlage 5.3 sind Soll- und Istaussführung der Siloschale einander gegenübergestellt.

Drei Bohrkerne, die zur Überprüfung der Betonqualität entnommen wurden [14], wiesen keine Besonderheiten wie schlechte Verdichtung oder Rißflächen parallel zur Schalenoberfläche auf. Auch bei den erwähnten Stemmarbeiten zur Kontrolle des Erhaltungszustandes der Spannglieder waren im Wandinneren keine Verdichtungsmängel festzustellen. Nach den Bohrkernprüfungen betrug die mittlere Betondruckfestigkeit ca.  $36,5 \text{ N/mm}^2$ , d.h. die angestrebte Betongüte B25 (ehemals B300) wurde erreicht. Biegezug-, Zug- und Haftfestigkeit wurden nicht überprüft.

An einem der Bohrkerne, welcher unmittelbar auf einem Riß entnommen wurde, verlief der Riß durch den unverpreßten Kletterstangenhohlraum.

Die Schlauffstahllarmierung in Ringrichtung weist örtlich vom Bewehrungsplan abweichende unregelmäßige Abstände auf. In der äußeren Lage ist  $A_s$  etwa 17% geringer als der Sollwert. Die Lage der schlaffen Bewehrung bzw. die Bewehrungsabstände wurden zerstörungsfrei mit einem elektrischen Eisensuchgerät bestimmt. Die Stoßlängen der ausgeführten Konstruktion waren dabei naturgemäß nicht überprüfbar. Nach dem Bewehrungsplan liegen sie mit  $l \geq 70$  cm über dem erforderlichen Wert für den ungünstigen Verbundbereich II nach DIN 1045 (Dez. 1978).

Die Spannglieder (Leoba AK 41) sind im Bereich der Verankerungen an den Lisenen exakt planmäßig verlegt; im Bereich zwischen den Verankerungspunkten waren dagegen z.T. größere Abweichungen von der Sollage festzustellen. Dieses Durchhängen der Spannglieder ist für die Größe der Reibungsverluste beim Spannen von untergeordneter Auswirkung, da der zusätzliche Umlenkwinkel im Vergleich zu dem rechnerisch berücksichtigten gering ist und sich mit diesem vektoriell addiert (Anlage 5.4). Somit kann als mittlere Vorspannkraft nach dem Vorspannen genügend genau wie in der statischen Berechnung von  $Z_{v,t_0} \approx 307$  kN je Spannglied ausgegangen werden.

Durch den Schüttguthorizontaldruck vermindert sich die Betondruckspannung aus Vorspannung. Da die Größe des Füllgutdruckes nur ungenau bekannt ist, läßt sich naturgemäß keine exakte Aussage über die Größe der Kriechen erzeugenden Dauerbeanspruchung bzw. die Spannkraftverluste aus Kriechen machen, zumal der sich ständig ändernde Grad der Silofüllung hierauf wesentlichen Einfluß hat.

In der Bauwerksstatik wurden die Spannkraftverluste aus Kriechen und Schwinden für die Voraussetzung bestimmt, daß der Silo während 75 % der Standzeit leer ist. Für die übrige Zeit wurde der Fülldruck nach 1055-6 in Ansatz gebracht.

Mit diesen Annahmen ergibt sich bis zum Zeitpunkt der Rißerkennung ein Spannkraftverlust von ca. 9% (Anlage 5.5), d.h. eine Vorspannkraft  $Z_{v,t1} = 279 \text{ kN}$  bzw. eine Spannstahlspannung  $\sigma_{Z,t1} \approx 596 \text{ N/mm}^2$ .

In [14] wird über Messungen der Spannstahldehnung bei entleertem Silo berichtet: Örtlich freigelegte Spanndrähte wurden durchgeschnitten und dabei mittels aufgeklebter Dehnungsmeßstreifen die Dehnungsänderung gemessen. Für die im Verpreßmörtel liegenden Stähle ergab sich vorh  $\sigma_{Z,t1} = 600 \text{ N/mm}^2$ , d.h.  $Z_v = 280 \text{ kN}$  je Spannglied.

Im Hinblick auf die gute Übereinstimmung mit dem rechnerischen Wert ist diese Spannung als gesichert anzusehen; die verpreßten Spannglieder waren demnach - soweit sie überprüft wurden - ordnungsgemäß vorgespannt.

Von dreizehn geöffneten Spanngliedern waren allerdings vier vollständig unverpreßt. Sie wiesen zwar keine erkennbaren Korrosionserscheinungen auf, nach allgemeiner Erfahrung ist der Korrosionsschutz unverpreßter Spannglieder jedoch als nicht dauerhaft anzusehen. Bei über die Zugfestigkeit hinausgehenden Beanspruchungen ergeben sich klaffende Risse durch die fehlende Verbundwirkung.

Ein unverpreßtes Spannglied war nicht oder nicht mehr vorgespannt.

#### 5.4 Tragfähigkeit der Silowand

Nachfolgend untersucht wird ausschließlich die Tragfähigkeit in Ringrichtung, da insbesondere Vertikalrisse auftraten.

Die von der ideellen Schwerachse des Querschnitts abweichende Lage der Spannglieder hat ein Biegemoment  $M_V = Z_V \cdot y_{iZ}$  zur Folge, welches jedoch durch ein entgegengesetzt wirkendes gleichgroßes Zwangsmoment  $M_V'$  kompensiert wird. Der Übergang vom Zustand I zum gerissenen Zustand II hat naturgemäß Auswirkungen auf die Größe des Zwangsmomentes. Dieser Umstand ist bisher jedoch wenig erforscht, so daß in allen Fällen, wo sich das Zwangsmoment  $M_V'$  ungünstig auf die Tragfähigkeit auswirkt, vorsichtig vom Wert im Zustand I ausgegangen wird. Dies empfiehlt auch Leonhardt in [16].

In Anlage 5.6 sind die Tragfähigkeitslinien  $M$ ,  $N$  für Rißzustand, Gebrauchszustand und Bruchzustand angegeben. Die Grenzlinie für den Rißzustand wurde aus den Sonderfällen zentrischer Zug und reine Biegung abgeleitet (Anlage 5.7). Die Linien für den Gebrauchszustand und den Bruchzustand wurden mit EDV unter Berücksichtigung der exzentrischen Spanngliedlage ermittelt, und zwar sowohl für die planmäßige als auch für die vorhandene Bewehrungsanordnung. Sofern die Momententragfähigkeit im Hinblick auf Beanspruchungen aus Temperaturzwang oder Schüttgutdruck interessiert, ist das Grenzmoment des Querschnitts um das systembedingte Zwangsmoment  $M_V'$  infolge Lageexzentrizität zu vermindern.

Es ist offensichtlich, daß die zentrische Tragfähigkeit des Silos durch die geringere Schlaffstahllarmierung nur vernachlässigbar beeinflußt wird. Die Unterschiede in der Momententragfähigkeit vermindern sich, wenn man jeweils den Wert  $M_V'$  abzieht; allerdings bleibt deutlich, daß sich eine exzentrische Spanngliedlage im Bruchzustand günstig hinsichtlich der Biegetragfähigkeit auswirkt. Dies gilt naturgemäß nur dann, wenn die Spannglieder im Zugbereich des Querschnitts liegen.



## 5.5 Beanspruchungen der Silowand

### 5.5.1 Lastfall Temperatur

Dieser Lastfall wurde in der Bauwerksstatik nicht untersucht. Zum Zeitpunkt der Rißbeobachtung lag die Schüttguttemperatur laut vorliegenden Meßergebnissen bei etwa 25 - 30°C. Da unbekannt ist, wann genau die Risse entstanden sind, kann nicht ausgeschlossen werden, daß sie u.U. auch mit noch höheren Temperaturen in Zusammenhang stehen.

In Anlage 5.8 wird für eine geschätzte Außentemperatur von  $\sim 5^{\circ}\text{C}$  zum Zeitpunkt der Rißerkennung im Zustand I ein Moment  $M_{\Delta T}^I \approx 23 \text{ kNm/m}$  ermittelt. Nach Rißbildung ergibt sich schließlich nur ein Bruchteil dieses Wertes.

### 5.5.2 Lastfall Schüttgutdruck

#### 5.5.2.1 Meßergebnisse

##### 5.5.2.1.1 Messungen am ungerissenen Bauwerk

Im Jahre 1974 wurden vom Lehrstuhl für Hochbaustatik der TU Braunschweig aus an dem noch schadensfreien Bauwerk Messungen durchgeführt [15]:

Mittels aufgeklebter Dehnmeßstreifen wurden die Dehnungsänderungen auf der Außenseite des Silomantels im Verlauf von Füll- und Entleerungsvorgängen gemessen und hieraus auf die Größe des Schüttgutdruckes geschlossen. Wie bei der späteren Rißbildung war das eingelagerte Schüttgut US-Gelbmais.

In vier Höhenknoten (Anlage 5.9) wurde jeweils mindestens eine horizontal aufnehmende Meßstelle angebracht. Da nur an der Siloaußenfläche gemessen wurde, konnte jedoch nicht beurteilt werden, ob die gemessenen Dehnungsänderungen einer rein zentrischen Lastbeanspruchung entsprangen oder ob auch der Einfluß von Last-Biegebeanspruchungen mitgemessen wurde. Zwangsspannungen aus Temperatur, die sich durch Behinderung von Dehnungen ergeben, können auch bei Messung innen und außen nicht aus den Meßwerten abgeleitet werden.

Parallel zur Dehnungsmessung wurde die Betontemperatur auf der Außenseite der Silowand und die Schüttguttemperatur verfolgt (Anlage 5.9).

Bei der späteren Auswertung der Meßergebnisse in [15] wurde fälschlicherweise ein Teil der gemessenen Dehnungsänderungen auf Veränderungen des Temperaturgradienten in der Wand zurückgeführt und deshalb abgezogen. Tatsächlich war dagegen ein Dehnungsanteil hinzuzufügen, da nicht die Änderung der Außentemperatur, sondern die Temperaturänderung in der Mittelfläche der Siloschale zur Kompensation heranzuziehen war.

Eine andere Ungenauigkeit in [15] ergab sich dadurch, daß der Verlauf der Nullpunktdrift des Meßgerätes nicht bekannt war und keine unbelastete Meßstelle parallel beobachtet wurde: Zwischen dem Beginn des Füllvorganges, vor dem ein Nullabgleich erfolgte und dem Zeitpunkt der Messung maximaler Entleerungsdrücke (Anlage 5.10) vergingen 62 Stunden. Erst nach weiteren 13 Stunden, als Meßstelle H40 infolge des Entleerungsvorganges unbelastet war, konnte dort die Nullpunktdrift abgelesen werden. Es ergaben sich 198 Skalenteile, was einer rotationssymmetrischen Belastung von ca.  $40 \text{ kN/m}^2$  entspräche.

Schließlich wäre für die Umrechnung der gemessenen Dehnungen in Spannungen eine Verwendung der tatsächlichen Werte für E-Modul und Poisson-Zahl notwendig gewesen, die nicht zur Verfügung standen.

Unterstellt man zu allen gemessenen Innen- und Außentemperaturen jeweils einen linearen Verlauf über die Wanddicke und gleichzeitig eine über die Versuchsdauer gleichmäßige Nullpunktdrift, so ergibt sich aus den Meßwerten, bei Annahme überwiegend rotationssymmetrischer Belastung, ein Schüttgutdruck  $\max P_{he} \approx 185 \text{ kN/m}^2$  in Höhe der Meßstelle H31 (Anlage 5.11). Diese Meßstelle liegt innerhalb des Bereiches, in welchem später die Risse auftraten (Anlage 5.2).

Der Horizontaldruck war demnach noch um 20% größer als er sich bei exzentrischer Entleerung, z. B. durch Verstopfung eines Auslaufes, nach den EB ergibt (Anlage 5.17). Aufgrund der festgestellten Mängel scheinen die Meßergebnisse jedoch für die quantitative Beurteilung nur bedingt verwendbar zu sein.

#### 5.5.2.1.2 Messungen am gerissenen Bauwerk

Nach Feststellung der Risse wurde, wie bereits in Abschnitt 5.2 angegeben, der Rückgang der Rißbreiten im Verlaufe der Entleerung des Silos mittels Setzdehnungsmessern beobachtet [14].

Das Rißbild und die Rißbreiten im Bereich der Meßstellen sind in Anlage 5.12 angegeben. Auch diese Meßwerte gestatten jedoch keine präzisen Aussagen über die Größe der Horizontaldrucke, welche zur Rißbildung führten; es ist jedoch eine Abschätzung möglich:

Unter der Voraussetzung, daß im Bereich der Länge  $\ell_I$  (s. Anlage 5.12) der Verbund vollständig ausgefallen ist, ergibt sich  $P_{he} \approx 113 \text{ kN/m}^2$ . Unterstellt man dagegen  $1/3$  von  $\ell_I$  als freie Dehnlänge des Spannstahls, so erhält man  $P_{he} \approx 177 \text{ kN/m}^2$  (Anlage 5.13). Der letztgenannte Wert stimmt mit dem aus den Messungen am ungerissenen Bauwerk in Anlage 5.11 abgeleiteten Maximaldruck gut überein.

#### 5.5.2.2 Schnittgrößen infolge planabweichender Verlegung der Spannglieder

Aus Anlage 5.3 geht hervor, daß die Betondeckung der Hüllrohre z. T. örtlich 13 cm beträgt. Im Bereich der Spanngliedverankerungen entspricht sie dagegen dem Sollwert. Mit diesen Randbedingungen wird in Anlage 5.14 eine Annahme über den

Spanngliedverlauf getroffen. Die daraus resultierenden Biegemomente verursachen am Schaleninnenrand Biegezug- und am Außenrand Biegedruckspannungen. Sie könnten zur Entstehung von Rissen mit beigetragen haben, werden jedoch wegen der Unbelegbarkeit der angenommenen Lage für mehrere benachbarte Spannglieder und der vergleichsweise geringen Größe der daraus ableitbaren Maximalbeanspruchung nicht weiter verfolgt.

#### 5.5.2.3 Berechnungsvorschriften

##### 5.5.2.3.1 Drucklinien

In Anlage 5.15 sind die Horizontaldrucklinien nach 1055-6 und EB bei zentrischem und exzentrischem Entleeren von Mais angegeben. Die zu ihrer Ermittlung verwendeten Kennwerte und Annahmen enthält Anlage 5.16. Die Angaben von 1055-6 für zentrisches Entleeren liegen der Bauwerksstatik zugrunde, d.h. es wurde stets gleichmäßiger Abzug des Schüttgutes unterstellt. Der Abstand der Spannglieder wurde so gestaffelt, daß die resultierende Kraft in Ringrichtung aus rechnerischem Schüttgutdruck und Vorspannung über die Silohöhe näherungsweise Null ist.

Wie bereits eingangs erwähnt wurde, besitzt das Silo vier Entleerungsöffnungen, von denen die beiden äußeren nur zur Restentleerung geöffnet werden. Durch Verstopfung eines der mittleren Ausläufe oder durch ungleichmäßigen Abzug von Schüttgut kann nach EB der Fall exzentrischen Entleerens eintreten und es ergibt sich bei gleichzeitiger Berücksichtigung des Faktors 1,3 für Mais nach Anlage 5.17 insgesamt ein um 64 % höherer Horizontaldruck als nach den Annahmen in der Statik. Die dabei vorausgesetzte Exzentrizität  $e = 1,8 \text{ m}$  ist kleiner als  $1/6$  des Silodurchmessers und bedingt nach 1055-6 somit keinen Druckzuwachs. Läßt man diesen Grenzwert einmal außer Betracht, so bewirkt die Exzentrizität nach 1055-6 örtliche Druckänderungen von 12 % des zentrischen Entleerungsdrucks (Anlage 5.17).

Der Maximaldruck nach EB bei exzentrischem Entleeren ist kleiner als der gemessene Maximalwert (Abweichung < 20 %). Dies unterstreicht im vorliegenden Fall die Notwendigkeit des Ansatzes erhöhter Lastordinaten zumindestens entsprechend EB.

#### 5.5.2.3.2 Schnittgrößen

Nach 1055-6 darf der Schüttguthorizontaldruck bei zentrischem Entleeren rotationssymmetrisch angesetzt werden; bei exzentrischem Abzug ist eine antimetrische Druckänderung in Rechnung zu stellen, die durch Schubkräfte biegemomentenfrei abgetragen wird. Nach den EB ergibt sich in beiden Fällen Rotationssymmetrie. Somit ist nach beiden Silovorschriften ausschließlich von Ringzugkräften auszugehen. Die Maximalwerte sind in Anlage 5.17 zusammengestellt. Sie verhalten sich größenordnungsgemäß zueinander wie die Horizontaldrücke, d. h. die maximale Ringzugkraft nach EB für exzentrisches Entleeren ist ca. 64 % größer als die in der Statik zugrundegelegte Zugkraft.

#### 5.5.2.4 Biegebeanspruchung der Zylinderwand infolge eines nicht rotationssymmetrischen Innendruckes

##### 5.5.2.4.1 Allgemeines

Wie bereits erörtert, können durch ungleichmäßigen Ablauf des Schüttgutes unterschiedliche Horizontaldruckordinaten innerhalb eines Höhenschnittes entstehen. Daneben läßt auch die nur zu einer Achse symmetrische Trichterausbildung eine entsprechend von der Rotationssymmetrie abweichende Druckverteilung zumindestens in unteren Bereich des Silos erwarten.

Für die Ableitung daraus möglicher Schnittgrößen wird wie bei Schadensfall 1 angenommen, daß sich etwa folgende Druckverteilung einstellen könnte:

$$p_h(\varphi) = \max p_h (1 + \alpha \cdot \cos 2\varphi)$$

Nur der nicht rotationssymmetrische Lastanteil

$$\Delta p_h(\varphi) = \max p_h \cdot \alpha \cdot \cos 2\varphi$$

bewirkt Biegemomente, die jedoch vom Bettungseinfluß des Schüttgutes abhängen.

#### 5.5.4.2 Schnittgrößen

Schulze und Duddeck legen in [17] den o.g. Druckansatz für  $\Delta p_h$  ( $\alpha = 1$ ) als Belastung eines elastisch gebetteten Tunnels zugrunde und geben folgende Schnittgrößen an:

$$\max M = m_i \cdot \max p_h \cdot \frac{r^2}{3}$$

$$\max N = n_i \cdot \max p_h \cdot \frac{r}{3} \quad .$$

Die Werte  $m_i$  und  $n_i$  berücksichtigen den schnittgrößenmindernden Einfluß der Bettung. Sie sind abhängig von der Bettungsziffer des Bodens und der Biegesteifigkeit des Tunnels. Es wird vorausgesetzt, daß der Ulmenbereich des Tunnels nicht gebettet ist, woraus sich eine Einschränkung der Anwendbarkeit des Verfahrens für die Schnittgrößenermittlung zylindrischer Silos ergibt, da man dort umlaufend gleiche Bettungsbedingungen unterstellen kann. Rechenergebnisse nach [17] können jedoch einen Anhalt über die Größe der Auswirkung des Bettungseinflusses liefern.

Da keine exakten Angaben über die Größe der Bettungsziffer und des Umlagerungsfaktors  $\alpha$  gemacht werden können, wurden in Anlage 5.18 die Schnittgrößen für drei Bettungsziffern ( $C = 0,0; 1,0; 10 \text{ MN/m}^2$ ) nach [17] ermittelt und drei Umlagerungsfaktoren ( $\alpha = 0,10; 0,20; 0,30$ ) eingeführt. Erwartungsgemäß zeigt sich bei relativ steifer Bettung ( $C = 10$ ) eine wesentlich geringere Biegebeanspruchung. Die Schnittgrößen betragen weniger als 10% der ohne Bettungseinfluß ermittelten Werte.

In Anlage 5.18 wurden zum Vergleich auch die Schnittgrößen unter Berücksichtigung der Schüttgutelastizität mit einem FEM-Programm (SAP IV) ermittelt. Nach Kordina und Fröning [18] wurde die Steifeziffer  $E = 30 \text{ MN/m}^2$  zugrundegelegt. Die so ermittelten Schnittgrößen betragen nur etwa 35% der nach [17] für  $C = 10 \text{ MN/m}^3$  ermittelten Werte.

Da für die vorliegende Problemstellung keine eindeutige Beziehung zwischen Bettungsziffer und Steifeziffer bekannt ist, bereitet die Beurteilung der Ergebnisse Schwierigkeiten. Um auf der sicheren Seite zu bleiben, werden in den nachfolgenden Betrachtungen die größeren, für  $C = 10 \text{ MN/m}^3$  nach [17] berechneten Werte unterstellt, da  $E = 30 \text{ MN/m}^2$  bei dichter Lagerung gemessen wurde.

#### 5.6 Schadensursachen

Der Umstand, daß sich die Risse im Verlauf der Entleerung wieder geschlossen haben, zeigt, daß die Spannglieder ebenso wie auch die schlaffe Bewehrung zuvor nicht über die Streckgrenze hinausgehend beansprucht waren, sondern sich vollkommen elastisch verhalten.

In Anlage 5.19 wird nachgewiesen, daß folgende Belastung bzw. Belastungskombinationen für die Rißentstehung in Frage kommen:

1. Horizontaldruck nach 1055-6 für zentrisches Entleeren und ein Temperaturgradient  $\Delta T \approx 10^\circ\text{C}$ .
2. Horizontaldruck nach EB für zentrisches oder exzentrisches Entleeren.
3. Horizontaldruck nach EB für zentrisches Entleeren und Lastumlagerung der Größe  $\Delta p_{h2}$  nach Abschnitt 5.5.2.4.1 für  $\alpha = 0,10$  und  $C = 10 \text{ MN/m}^3$ .

Es wird gezeigt, daß die Schnittgrößen zu den drei Lastfällen zwischen Rißzustand und Fließzustand liegen.

Die Kombination 1 reicht jedoch nur zur Erklärung von Rißbildung auf der Außenseite der Silowand aus. Die innen erkennbaren Risse lassen sich damit nicht erklären.

Lastkombination 3 wäre als Ursache örtlicher Biegerisse innen wie außen denkbar. Gegen diesen Schadensgrund spricht jedoch die Tatsache, daß das zwischen zwei Lisenen von außen aufgenommene Rißbild keine beanspruchungsbedingt unterschiedliche Rißhäufigkeit aufweist. Auch kann die nahezu gleichmäßige Rißbildung auf der Innenseite hierdurch nicht erklärt werden.

Somit spricht für Lastansatz 2 die größte Wahrscheinlichkeit durchgehende Risse in der Siloschale verursacht zu haben.

#### 5.7 Zusammenfassung

Der näherungsweise gleichmäßige Rißabstand auf der Innen- und der Außenseite des Zylindermantels läßt darauf schließen, daß überwiegend hohe Ringzugkräfte und nicht so sehr Biegemomente für die Rißentstehung maßgebend waren.

Die Druckmessungen am Bauwerk deuten - trotz aller Unwägbarkeiten hinsichtlich der Annahmen bei der Umrechnung der Meßwerte in Lasten - darauf hin, daß Druckordinaten entsprechend EB für zentrisches oder exzentrisches Entleeren aufgetreten sind. Aus Anlage 5.14 ist zu ersehen, daß diese beiden Drucklinien nur wenig voneinander abweichen. Es ist allerdings nicht eindeutig klar, weswegen Risse nicht schon zum Zeitpunkt der Messungen nach [15] aufgetreten sind. Folgende Ursachen könnten dafür in Betracht kommen:



- Mit zunehmender Nutzungsdauer änderte sich der Wandreibungswinkel des Schüttgutes in ungünstiger Richtung.
- Die Maisqualität verschlechterte sich durch immer höhere Bruchkornanteile.
- Der Vorspanngrad nimmt mit zunehmendem Alter des Silos durch Kriechen und Schwinden ab.
- Die Betonzugfestigkeit vermindert sich durch anhaltende Zugbeanspruchung (Dauerlast).

Eine Diskrepanz besteht außerdem darin, daß der Ort der maximalen gemessenen Drücke nicht mit dem der größten Rißhäufigkeit übereinstimmt. Nach [15] fällt der Druck zwischen den beiden erwähnten Orten ab. Mögliche Erklärungen für diese Unstimmigkeit könnten sein:

- Die maßgebenden Messungen entstanden nicht beim Entleeren, sondern beim Umlagern. Hierdurch konnten Veränderungen des Ortes mit maximalen Silodrücken u.U. nicht erfaßt werden.
- Die Verteilung der Zugfestigkeit im Beton unterliegt stochastischen Gesetzmäßigkeiten.
- Mängel der Bauausführung sind ebenfalls mit Sicherheit nicht gleichmäßig verteilt; sie scheiden als alleinige Schadensursache allerdings aus.

## 6. Schadensfall 3:

### - Getreidesilo in Norddeutschland -

---

#### 6.1 Allgemeines

Der Bau der Zelle erfolgte im Jahre 1973. Es handelt sich um den Wiederaufbau des zusammengebrochenen Silos, über den in Abschnitt 4 berichtet wurde. Es wurde an gleicher Stelle für das gleiche Schüttgutvolumen errichtet, d.h. mit einer Bauhöhe von  $\sim 75$  m und einem lichten Durchmesser von 11,50 m. Abweichend von der ursprünglichen Konzeption wurde eine Wandstärke von 24 cm gewählt und die Zelle in Ringrichtung mit Spanngliedern vorgespannt, welche gegen Lisenen verankert sind. Die Lage der Zelle innerhalb der Gesamtanlage sowie Grundriß und Längsschnitt sind in Anlage 6.1 dargestellt.

Zur Lagerung vorgesehen waren auch nach der Neuplanung die Schüttgüter Schrot, Getreide und Mais. Für die Entleerung von Schrot wurde wiederum ein Entlastungsbalken aus Stahlbeton als Entleerungshilfe über den Auslauföffnungen errichtet. Die Endauflager dieser Zweifeldträger-Konstruktion wurden nunmehr separat gegründet. In der verbleibenden 5 cm breiten Fuge zwischen Entlastungsbalkenenden und Silowand wurden Federkörper mit einer der Schüttgutsteifigkeit ähnlichen Dehnsteifigkeit installiert. Offenbar war in der ursprünglichen Art der Balkenauflagerung in der Zellenwand seitens der planenden und beratenden Ingenieure eine mögliche Schadensursache gesehen worden.

Für die Messung von Schüttgutdrücken wurden in verschiedenen Höhenkoten (Anlage 6.2) des Silomantels jeweils zwei um  $90^\circ$  gegeneinander versetzte Druckmeßplatten installiert. Im Winter 1978/79 wurde diese Anlage durch zwei zusätzliche Glötzl-Druckmeßplatten sowie ein äußeres Meßgestänge zur Bestimmung der Oberflächenverformung der Schale in Höhe der vorhandenen Meßstellen D und E ergänzt. Mit diesen zusätzlichen Druckaufnehmern sollten die Meßwerte der älteren Druckmeßplatten überprüft werden.

## 6.2 Hergang und Ausmaß des Schadens

Am 31. Mai 1978 bemerkte der Betriebsleiter beim Passieren des Durchganges zwischen den Zellen mehrere am Boden liegende Betonbruchstücke. Eine sofortige Inaugenscheinnahme der Silowände ließ erhebliche Schäden an dem hier infrage stehenden Silo erkennen.

Auf der West- und der Ostseite waren mit Schwerpunkt in etwa 30 - 35 m über OK Fundament Längsrisse aufgetreten. Weiterhin wurden an den benachbarten Lisenenanschnitten etwa in gleicher Höhe Abplatzungen festgestellt. Die Zelle war erheblich ovalisiert und zwar hatte sich der Zellendurchmesser gleichlaufend mit der Längsachse des Entlastungsbalkens vermindert und senkrecht dazu vergrößert. Die Größe der Ausbeulungen wurde mit 30 bis 40 cm abgeschätzt.

Bei der Schadenserkenkung am 31.05. waren im Silo noch 3800 t Brasil-Sojaschrot eingelagert, nachdem es in der Zeit vom 25.05. bis 27.05. voll gefüllt und bis zum 30.05. 1000 t wieder abgezogen worden waren. Die Temperatur des Schüttgutes lag zwischen 27°C und 35°C.

In [19] ist der Zustand des Bauwerkes nach seiner vollständigen Entleerung beschrieben. Anlage 6.3 zeigt das Schadensausmaß auf der Westseite. Die Vertikalrisse verliefen zwischen 25 und 50 m über OK Fundament. Der Rißabstand betrug 10 bis 20 cm und die Rißbreite lag im Schadenszentrum maximal bei 4 mm. Vorhandene Horizontalrisse verliefen z.T. von Lisene zu Lisene. Im Zentrum des Schadens war der Beton in einer Stärke von ca. 5 cm, d.h. bis zur Schlaffstahllarmierung, großflächig abgeplatzt oder konnte durch leichte Hammerschläge abgelöst werden. Vertikal- und Horizontalbewehrung waren örtlich ca. 6cm aus ihrer ursprünglichen Lage herausgedrückt.

Anlage 6.4 dokumentiert den Schaden auf der Ostseite. Der Schadensschwerpunkt lag auf etwa gleicher Höhe wie auf der Westseite. Der Rißabstand betrug im einsehbaren Bereich

ca. 20 bis 30 cm. Bei etwa gleicher Anzahl an Vertikalrissen ergab sich hier somit eine größere Schadensausdehnung in Ringrichtung. Eine Häufung von Horizontalrissen mit einem Abstand von 30 cm war zu vermerken. Die Rißbreiten waren dabei mit  $\leq 1$  mm deutlich kleiner als auf der Westseite.

Ein dritter besonders geschädigter Bereich zeigte sich auf der Silonordseite, am östlichen Lisenenanschnitt (Anlage 6.5). Es handelt sich um Abplatzungen und schichtenweises Ablösen der Betondeckung. Die Ausdehnung reichte von etwa 22 m bis 40 m über OK Fundament.

Die Überprüfung der Innenseite des Zylindermantels in Höhe der außen festgestellten Schäden erfolgte von einem sog. Hosenbojenfahrstuhl aus. Es wurden weder Risse noch Abplatzungen festgestellt. Allerdings war die Wand mit anhaftendem Silogut bedeckt, welches aufgrund der schwierigen Beobachtungsbedingungen nur kleinflächig mit einem Handspachtel abgelöst werden konnte. Eine Erkennung feiner Risse war dabei kaum zu erwarten.

Die anhaftende Schicht aus Silogut war auf der Westseite z.T. 8 cm dick bei flockiger Oberflächenstruktur. An der Ostseite betrug die Schichtstärke dagegen nur 1 bis 2 cm.

Eine Entnahme von Bohrkernen im Schadensbereich [19] ergab, daß sich auf der West- und der Ostseite die Betondeckung örtlich vom Kernbeton zwischen den beiden Bewehrungsnetzen abgelöst hatte.

### 6.3 Angaben zu Bauausführung, Baugenauigkeit und Werkstoffen

Das Silo wurde im Gleitbauverfahren hergestellt. Die Untersuchung der Oberfläche [19] führte auf wenige Betoniermängel geringer Ausdehnung, die offenbar bereits beim Nachreiben entdeckt und ausgebessert worden waren. Unter einigen Flickbereichen waren Hohlräume feststellbar und nach Abklopfen des Flickmörtels war örtlich Korrosionsbefall an der Schlauffstahlbewehrung zu erkennen. Auch im Schadenszentrum wurde eine solche Stelle vorgefunden.

Bei der Entnahme von Bohrkernen wurde durch zufälliges Anbohren eines Gleitstangenhohlraumes festgestellt, daß diese offenbar nicht verpreßt worden waren und somit Schwächungen darstellen.

Die Silowand besteht aus werksmäßig gemischtem Beton. Als planmäßige Betongüte ist B300, d.h. B25 nach DIN 1045 (Dez. 1978), angegeben. Die Überprüfung der Druckfestigkeit im ungeschädigten Bereich erfolgte an Bohrkernproben sowie zerstörungsfrei durch Messungen mittels Rückprallhammer. Der Beton ist danach als B40 einzustufen. Auch die an Bohrkernresten bestimmte Spaltzugfestigkeit lag mit einer Streuung zwischen 3,3 und 5,2 N/mm<sup>2</sup> für einen B40 im üblichen Rahmen.

Anhand der Länge der Bohrkern ergab sich die Dicke der Silowand zu 22 - 23 cm. Ein Bohrkern war 28,5 cm lang, was darauf zurückzuführen ist, daß in seiner unmittelbaren Nähe am inneren Rand eine Druckmeßplatte eingebaut ist und die Silowand dort ebenflächig und entsprechend dicker ausgeführt wurde.

Auch die Betondeckung der schlaffen Bewehrung war anhand der Bohrkern überprüfbar. Sie stimmte gut mit den Vorgaben im Bewehrungsplan überein und betrug etwa 2,5 cm für die außenliegende Bewehrung. Über die Betondeckung der Spanngliedhüllrohre enthält die entsprechende Konstruktionszeichnung keine

Angaben. An den Stellen, wo die Hüllrohre nach dem Schadenseintritt sichtbar waren, wurde einheitlich  $\sim 8$  cm gemessen.

Die weitere Untersuchung des Betons führte zu dem Ergebnis, daß er augenscheinlich gleichmäßig verdichtet war und die Bewehrung dicht umhüllte. Die bei Gleitbauweise gelegentlich feststellbaren Verbundstörungen durch Bewegung der Vertikalbewehrung während des Abbindeprozesses waren nicht zu erkennen.

In Anlage 6.6 ist die eingebaute Bewehrung, soweit sie überprüft wurde, den Sollwerten laut Bewehrungsplan gegenübergestellt:

Übereinstimmend beträgt der Durchmesser der Schlauffstahlarmerung in Ringrichtung 12 mm. Ihr Abstand streut örtlich zwischen 12,5 und 17 cm; auf einer 2,85 m langen Meßlänge ergab sich jedoch als Mittelwert der Sollwert  $s = 15$  cm. Die an den Abplatzungen offenliegenden Bewehrungsstöße ließen auf planmäßige Ausführung schließen, so daß weitere nur durch zerstörende Maßnahmen mögliche Untersuchungen nicht zu rechtfertigen waren. Gemäß Ausführungszeichnung beträgt die Stoßlänge  $l_{\text{St}} \geq 75$  cm. Nach DIN 1045 (Dez. 1978) ist für Verbundbereich II bei dem vorhandenen Versatz der Stöße von 1,0 m eine Stoßlänge von ca. 80 cm notwendig. Hiernach ergibt sich eine hinreichende Sicherheit auch für dynamische Beanspruchungen bei der Zellenentleerung.

Die Kontrolle der freiliegenden Vertikalbewehrung führte auf keine bedeutsamen Abweichungen von der planmäßigen Ausführung. Ebenso stimmten die Abstände der Spannglieder mit den Angaben in der Konstruktionszeichnung überein.

Zur Überprüfung des Restvorspanngrades wurden nach [19] jeweils zwei der vier Spanndrähte eines Spanngliedes auf der Ostseite und eines Spanngliedes auf der Westseite durchgetrennt. Mittels zuvor in Nähe der Schnittstellen aufge-

klebter Dehnungsmeßstreifen war dabei die Vordehnung meßbar. Sie betrug für die beiden durchgeschnittenen Drähte auf der Ostseite 0,6% und auf der Westseite 1,2%. Entsprechend den Angaben in der Bauwerksstatik hätte sich eine Vordehnung von 3,1% ergeben müssen. Sofern die Spannglieder ursprünglich zutreffend vorgespannt waren, was nicht ohne Schädigung des Silos in bisher unbeschädigten Bereichen prüfbar ist, müssen sie somit durch den Schaden plastisch gedehnt worden sein.

Parallel durchgeführte Schlupfmessungen ergaben unabhängig vom Grad der Restvordehnung für alle vier durchgeschnittenen Drähte 11 mm. Der bei der höheren Restvordehnung vergleichsweise geringe Schlupf auf der Westseite hängt sicher mit einer höheren Verbundfestigkeit und einer geringeren Verbundstörungslänge zusammen, die wiederum in der geringeren plastischen Dehnung des Spanngliedes auf der Westseite ihre Begründung finden.

Ein an der nordöstlichen Lisene im Schadensbereich geöffnetes Hüllrohr war nicht mit Zementmörtel verpreßt. Der Stahl hatte jedoch noch seine metallische Färbung und wies keinen Korrosionsbefall auf.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß das Bauwerk von einigen Baumängeln abgesehen, wie

- örtlich ungleichmäßige Lage der schlaffen Bewehrung,
- nachgeputzte Oberflächenbereiche,
- Nichtauspressen mindestens eines Spannglied-Hüllrohres und eines Gleitstangenrohres sowie
- Unterschreitung der Sollwandstärke um  $\sim 6\%$

fachgerecht hergestellt wurde, und es ist auszuschließen, daß der eingetretene Schaden in unmittelbarem Zusammenhang mit Bauausführungsmängeln steht.

Dennoch ist zu bemerken, daß nicht ausgepreßte Hüllrohre wegen des fehlenden Verbundes zwischen Spannstahl und Beton die Entstehung klaffender Risse begünstigen. Außerdem ist der Korrosionsschutz hierdurch zumindestens langfristig gefährdet. Durch Wassereintritt in die Hohlräume nicht ausgepreßter Gleitstangenrohre können Frostschäden eintreten.

#### 6.4 Tragfähigkeit der Silowand

Wegen der besonderen Rißhäufigkeit in Vertikalrichtung wird nur die Tragfähigkeit in Ringrichtung der Siloschale untersucht, und zwar im Zentrum des aufgetretenen Schadens, d.h. ca. 36 m über OK Fundament. Das Vorspannmoment infolge exzentrischer Lage der Spannglieder wird im ungerissenen Zustand I durch ein gleich großes entgegengesetzt wirkendes Zwangsmoment vollständig kompensiert. Es stellt somit keine Tragfähigkeitssteigerung in Bezug auf die Rißgefahr dar. Auswirkungen auf die Tragfähigkeit ergeben sich erst im gerissenen Zustand sowie bei Laststeigerung bis zum Bruch. Eine dabei zu erwartende Änderung des Zwangsmomentes wird mangels gesicherter Kenntnisse über diesen Vorgang, [16], nicht in Betracht gezogen.

Die Tragfähigkeitslinien M, N für Riß-, Gebrauchs- und Bruchzustand sind sowohl für die vorhandene als auch für die planmäßige Schalenausbildung im Schadenszentrum in Anlage 6.7 angegeben. Die Rißgrenzlinienbestimmung erfolgte aus den Sonderfällen zentrischer Zug und reine Biegung (Anlage 6.7). Die weiteren Grenzlinien wurden mit EDV ermittelt. In den Grenzmomenten ist ein Anteil infolge exzentrischer Spanngliedlage enthalten, so daß stets ein Abzug des systembedingten Zwangsmomentes  $M_v'$  erforderlich ist, wenn das aufnehmbare Biegemoment aus äußeren Lasten erfragt wird.

Bei der Ermittlung der Grenzlinien für Gebrauchs- und Bruchzustand wurde die Zugfestigkeit des Betons vernachlässigt.



Weiterhin wurde von planmäßiger Vordehnung der Spannstähle ausgegangen. Es wird also unterstellt, daß die am entleerten schadhaften Silo beobachtete, vom planmäßigen Zustand abweichende Vordehnung insgesamt auf Fließen der Bewehrung bei der Überlastung und nicht auf Bauausführungsfehler zurückzuführen ist.

Aufgrund der vergleichsweise größeren Exzentrizität der Spannglieder bei planmäßiger Wandstärke weist diese Konstruktion im Vergleich zu der ausgeführten mit geringerer Wanddicke eine höhere Momententragfähigkeit auf. Nach Abzug des Zwangmomentes  $M_v'$  ist im hier interessierenden Bereich (Biegung und Längszug) der Unterschied allerdings vernachlässigbar gering. Die Zugtraglast beider Konstruktionen ist im übrigen von gleicher Größe. Sie beträgt unter Gebrauchslast ca. 1050 kN/m und im Fließzustand maximal 1850 kN/m (Anlage 6.7).

## 6.5 Beanspruchungen der Silowand

### 6.5.1 Lastfall Temperatur

Dieser Lastfall wurde in der Bauwerksstatik nicht untersucht. Zum Zeitpunkt der Schadensfeststellung (31.05.1979) betrug die Siloguttemperatur zwischen 27 und 35°C. In Anlage 6.9 wird für einen Temperaturgradient  $\Delta T \approx 20^\circ\text{C}$  ein Zwangmoment  $\max M_{\Delta T}^I \approx 33 \text{ kNm/m}$  im ungerissenen Zustand abgeleitet. Im gerissenen Zustand II ergibt sich ein deutlich kleinerer Wert, dessen genaue Angabe Schwierigkeiten bereitet.

Da nicht eindeutig klar ist, ob der Zeitpunkt der Schadenserkennung mit dem der Schadensentstehung übereinstimmt - die Meßergebnisse (Abschnitt 6.5.2.1) lassen daran zweifeln - ist nicht auszuschließen, daß u.U. auch höhere Zwangwirkungen aufgetreten sein können.

## 6.5.2 Lastfall Schüttgutdruck

### 6.5.2.1 Meßergebnisse

Neuere Meßwerte über Silogutdrücke nach zwei Meßverfahren liegen für die Zeit von Anfang März 1979 bis zum 22. Mai 1979 vor. An diesem Tag, d.h. vor der ersten Wahrnehmung des Schadens am 31.05.1979 fiel die Meßanlage durch ein ungeklärtes Abschalten aus.

Die Meßwerte für den Zeitraum 19.04. bis 22.05.1979 sind in den Anlagen 6.10 und 6.11 angegeben. Nach Mitteilung der Silobetreiber wurde die Zelle vom 20.04. bis zum 22.04.1979 mit Tapioka Pellets gefüllt (4800 t) und vom 06.05.1979 an stufenweise entleert. Am 13.05. befanden sich noch 3200 t in der Zelle, was bei Unterstellung gleichmäßigen Abfließens einem Füllstand von 55 bis 60 m entspricht; am 16.05. betrug der Füllstand noch 2100 t (40 - 45 m) und am 21.05. war die Zelle wieder vollständig entleert.

Wie aus den Anlagen 6.10 und 6.11 zu ersehen ist, lagen die anfänglich gemessenen Drücke unter den Angaben nach 1055-6 (vgl. Anlage 6.14). In der Zeit zwischen dem 13. und 17. Mai ergab sich jedoch ein auffallender Druckanstieg.

Anlage 6.12 zeigt den Druckverlauf am 16.05., wie er sich in etwa nach den Meßergebnissen darstellte. Die Drücke lagen mit örtlich maximal  $140 \text{ kN/m}^2$  noch um ca. 40% über den in der Bauwerksstatik für das als deutlich ungünstiger eingeschätzte Schüttgut Mais erwarteten und der Bemessung zugrundegelegten Drücken (Abschnitt 6.5.2.2).

Die Druckverteilung weicht oberhalb des zu erwartenden Einflußbereiches des Entlastungsbalkens noch erheblich von der Rotationssymmetrie ab. Innerhalb eines Siloviertelkreises zeigt sich ein Abfall des Maximalwertes auf Null. Ein solcher Druckverlauf ist naturgemäß mit Biegebeanspruchungen verbunden, die bereits zu dem erst am 30.05. festgestellten Schaden führen

konnten. Bis zu der Schadenserkennung nach Auffinden heruntergefallener Betonbruchstücke wurde der Silo jedoch, wie bereits erwähnt, am 25. 05. neuerlich mit Brasil-Soja-schrot vollgefüllt; bis zum 30. 05. wurden 1000 t wieder abgezogen.

Der Umstand, daß im Silo am 16.05. in OK Silogut hohe Innendrucke gemessen wurden und auch am 21.05., als die Silozelle nach Angaben der Betreiber bereits entleert war, noch Silodrücke ausgegeben sind, deutet darauf hin, daß entweder die Aufzeichnungen über den Füllgrad ungenau geführt sind oder daß die Meßergebnisse durch übergroße Wandverformungen infolge geringerer aber unsymmetrisch wirkender Drücke verfälscht und somit nur mit erheblichen Einschränkungen als tatsächlich aufgetretene Drücke einzustufen sind.

#### 6.5.2.2 Berechnungsvorschriften

##### 6.5.2.2.1 Drucklinien

In 1055-6 wird auf die laststeigernde Auswirkung von Einbauteilen wie Entleerungshilfen nicht besonders hingewiesen. Eine entsprechende Bemerkung findet sich erst in den EB. Danach sind solche Laststeigerungen nicht durch 1055-6 zu erfassen, d.h. es ist Aufgabe des entwerfenden Ingenieurs, sie durch eigene Überlegungen abzuschätzen.

Die Lastannahmen in der statischen Berechnung des Silos entstammen den Vorgaben in einem Sachverständigengutachten. Die dort zugrundegelegten Druckabszissen über die Silohöhe für die zur Lagerung vorgesehenen Schüttgüter Sojaschrot, Getreide und Mais sowie die danach der Bemessung zugrundegelegte Deckungslinie sind in Anlage 6.13 angegeben:

Außerhalb eines erwarteten Störbereiches durch den Entlastungsbalken wurde der Horizontaldruck nach 1055-6 ermittelt. Die in Ansatz gebrachten Schüttgutkenngößen sind in Anlage 6.13

mit angegeben. Zur Berücksichtigung eines bei Mais zu beobachtenden Schlagens und Pumpens beim Entleerungsvorgang wurde für dieses Schüttgut zusätzlich ein Stoßbeiwert  $f = 1,15$  eingeführt. Im erwarteten Einflußbereich des Entlastungsbalkens wurden Laststeigerungen infolge möglicher Turm- und Brückenbildung rechnerisch abgeleitet. Hieraus wurde ein nicht rotationssymmetrischer Horizontaldruck des Schüttgutes nebst begleitender Biegebeanspruchungen ermittelt.

In Anlage 6.14 sind die Horizontaldrucklinien für zentrisches und exzentrisches Entleeren des als schadensauslösend besonders in Frage kommenden Schüttgutes Tapioka Pellets nach den Vorschriften 1055-6 und EB ermittelt und dargestellt. Die maximale Auslaufexzentrizität ergibt sich bei Annahme einseitiger Behinderung des Schüttgutvorbeiflusses am Entlastungsbalken. Wegen der besonderen Bewertung des Druckes von Mais in den EB und da der Silo im Verlauf seiner Nutzungsdauer zweifellos auch zur Lagerung von Mais diente und hierdurch bedingte Vorschäden nicht auszuschließen sind, sind in Anlage 6.14 auch die entsprechenden Drucklinien für Mais nach 1055-6 und nach EB angegeben. Die den Drucklinien zugrundeliegenden Kennwerte und Annahmen enthält Anlage 6.15.

Der Vergleich der in Anlehnung an Silovorschriften ermittelten Drucklinien mit der Druckdeckungslinie der Statik und den gemessenen Maximalwerten am 17.05.1979 führt im Schadenszentrum auf folgendes Ergebnis:

Nur die theoretischen Drücke nach EB für zentrisches und exzentrisches Entleeren sind größer als der Bemessungsdruck von ca.  $100 \text{ kN/m}^2$ . Gemessen wurden am 17.05. in diesem Bereich Maximaldrücke zwischen 120 und  $140 \text{ kN/m}^2$ .

#### 6.5.2.2.2 Schnittgrößen

Nach 1055-6 ebenso wie nach EB ergibt sich bei exzentrischer Entleerung keine Biegebeanspruchung, sondern ausschließlich Zug in Ringrichtung. In Anlage 6.16 sind die Zugkräfte angegeben, die sich nach den beiden Berechnungsvorschriften im Schadenszentrum bei Entleerung der Schüttgüter Pellets und Mais ergeben. Weiterhin ist die der Bemessung zugrundegelegte Ringzugkraft im Schadenshorizont niedergelegt. Die Zugkräfte verhalten sich zueinander wie die entsprechenden Druckordinaten, d.h. nur die Zugkräfte nach EB bei zentrischer und exzentrischer Entleerung liegen über dem Bemessungswert, und zwar um 17 bzw. 31%.

Ein Vergleich der Zugkräfte nach den Vorschriften mit der Traglast bei zentrischem Zug (1850 kN nach Anlage 6.8) läßt die Möglichkeit, daß eine reine Zugbeanspruchung zum Fließen des Spannstahls geführt haben könnte als unwahrscheinlich erscheinen. Danach hätten Drücke auftreten müssen, die im hier interessierenden Bereich ca. 150% über denen nach EB bei exzentrischer Entleerung von Mais hätten liegen müssen. Viel wahrscheinlicher erscheint dagegen nach den vorliegenden zumindestens qualitativ zutreffenden Meßergebnissen, daß Biegebeanspruchungen infolge wesentlich von der Rotationssymmetrie abweichenden Horizontaldruckes zur plastischen Dehnung der Bewehrung führten.

#### 6.5.2.3 Biegebeanspruchung der Zylinderwand infolge eines nicht rotationssymmetrisch angreifenden Horizontaldruckes

Trotz der vorliegenden Meßwerte lassen sich aufgrund der in Abschnitt 6.5.2.1 aufgezählten Unwägbarkeiten keine exakten Angaben über die Höhe der schadensauslösenden Drücke oder die Druckverteilungen in Ringrichtung machen. Nach dem beobachteten Schadensbild mit Durchmesserervergrößerung der Siloschale in Richtung senkrecht zum Entlastungsbalken und Durchmesser-

verminderung in Balkenlängsrichtung erscheint der bereits bei den anderen untersuchten Schadensfällen zugrundegelegte Druckverlauf

$$p_h(\varphi) = p_h^0 + \alpha p_h^0 \cdot \cos 2\varphi$$

entsprechend Anlage 6.17(A) in etwa zutreffend zu sein. In gewissem Widerspruch dazu steht allerdings der Umstand, daß dieses Lastbild um 90° gegeneinander versetzt am Innenrand gleich große Biegezugbeanspruchungen erzeugt wie am Außenrand und Risse am Innenrand vor Ort nicht feststellbar waren. Dies mag darauf hinweisen, daß ein Lastansatz nach Anlage 6.17(B) im vorliegenden Falle qualitativ besser zuträfe. Dieser Gedanke wird jedoch nicht weiter verfolgt, da nachfolgend nur die Auswirkung nicht rotationssymmetrischer Druckverteilungen abgeschätzt werden soll, um den Grad der Empfindlichkeit der für reine Zugbeanspruchung bemessenen Zelle gegenüber unberücksichtigten Biegebeanspruchungen zu erfassen.

In Anlage 6.18 sind die Biegemomentenlinien infolge eines Lastansatzes

$$\Delta p_h = 1,0 \cdot \cos 2\varphi$$

für drei Steifeziffern ( $E_s = 0; 5; 25 \text{ MN/m}^2$ ) dargestellt, welche in Anlehnung an Meßergebnisse von Hoffmann [20] gewählt wurden. Es ist abzulesen, daß sich durch die Steifeziffern 5 und  $25 \text{ MN/m}^2$  gegenüber Vernachlässigung des Schüttguteinflusses ( $E_s = 0$ ) nur 20% bzw. 5% der Biegebeanspruchung ergibt. Die Berechnung erfolgte mit einem FEM-Programm.

In Anlage 6.19 sind für zentrisches Entleeren von Pellets und Mais nach 1055-6 und EB die Maximalmomente infolge des Lastansatzes

$$\Delta p_h = \alpha \cdot p_h^0 \cdot \cos 2\varphi$$

in Abhängigkeit von  $\alpha$  dargestellt. Auf eine Untersuchung von Druckumlagerungen bei exzentrischer Entleerung wird verzichtet, da davon auszugehen ist, daß die nach den Vorschriften für exzentrische Entleerung ableitbaren Drücke Extremwerte sind, so daß ihre Überlagerung mit dem Lastansatz  $\Delta p_h$  nicht der Wirklichkeit entspräche.

## 6.6 Schadensursachen

### 6.6.1 Rißbildung

Nach sechs Betriebsjahren bis zur Schadenserkennung und zwischenzeitlicher Einlagerung verschiedener organischer Schüttgüter, ist naturgemäß nur schwer auszumachen, welches Material bzw. welche Schnittgrößenkombination M, N die Rißbildung auslöste. Anlage 6.20 enthält den Nachweis, daß Risse infolge ausschließlich zentrischer Beanspruchung nur entstanden sein könnten, sofern ca. 50 % höhere rotationssymmetrische Innendrucke als bei exzentrischer Entleerung von Mais nach EB auftraten. Nach den vorliegenden Druckmessungen am Bauwerk vor Wahrnehmung der Zellenschädigung sowie nach Messungen an Versuchssilos erscheint dies zweifelhaft. Nach Anlage 6.20 läßt sich jedoch Rißbildung auch infolge des genannten Innendruckes nach EB und einer Biegebeanspruchung infolge eines linearen Temperaturgradienten von  $\Delta T \approx 16^\circ\text{C}$  (Anlage 6.9) erklären, was wahrscheinlicher ist.

### 6.6.2 Fließen des Spannstahles

In Anlage 6.16 sind die gleichzeitig aufnehmbaren Grenzmomente bei Ringzugkräften nach den Berechnungsvorschriften 1055-6 und EB für zentrisches Entleeren der Schüttgüter Pellets und Mais tabellarisch mit angegeben; sie lassen sich für die entsprechenden Zugkräfte aus Anlage 6.7 ablesen. Ein Vergleich mit den Biegemomenten infolge einer angenommenen Lastumlagerung, die für Mais und Pellets in

Anlage 6.19 in Abhängigkeit von  $\alpha$  angegeben sind, läßt z.B. folgende Drücke als mögliche Schadensursache erscheinen:

1.) Zentrisches Entleeren von Pellets

nach 1055-6 für  $E_s = 0 \text{ kN/m}^2$  und  $\alpha \approx 0,30$

bzw.

nach EB für  $E_s = 0 \text{ kN/m}^2$  und  $\alpha \approx 0,25$

oder

2.) Zentrisches Entleeren von Mais

nach 1055-6 für  $E_s = 0 \text{ kN/m}^2$  und  $\alpha \approx 0,15$

oder

für  $E_s = 5,0 \text{ kN/m}^2$  und  $\alpha \approx 0,75$

bzw.

nach EB für  $E_s = 0 \text{ kN/m}^2$  und  $\alpha \approx 0,08$

oder

für  $E_s = 5,0 \text{ kN/m}^2$  und  $\alpha \approx 0,40$

Nach den vorliegenden Meßwerten könnten Laständerungen  $\Delta p_h$  mit einem Faktor  $\alpha \leq 1,0$  aufgetreten sein. Ohne den Bettungseinfluß des Schüttgutes entstehen dabei Biegemomente, die die Wandbewehrung nicht mehr aufnehmen kann, so daß plastische Dehnungen bzw. örtliches Versagen die Folge sind.

## 6.7 Zusammenfassung

Nach dem Rißbild mit deutlich erkennbarer örtlicher Rißkonzentration auf der Schalenaußenseite ohne entsprechende erkennbare Schädigungen am Innenrand sowie nach der bleibenden Formänderung des Silos nach der Siloentleerung kommt als Schadensursache eine Schnittgrößenkombination aus Biegemoment und Ringzugkraft in Betracht. Die vorliegenden Druckmessungen zeigen ebenfalls deutliche Abweichungen von einer Rotationssymmetrie auf und erklären eine Biegebeanspruchung des Silomantels.



Sofern der Schaden auf reines Zugversagen zurückzuführen wäre, hätte ein gleichmäßigeres Rißbild und durchgehende Risse auftreten müssen. Die Lastangaben in der derzeit gültigen Berechnungsvorschrift EB lägen dann ganz erheblich ( $\geq 150\%$ ) auf der unsicheren Seite.

Welcher der in Abschnitt 6.6.2 angegebenen Lastansätze den Schaden schließlich auslöste, ist nicht angebbbar. Es wäre einerseits möglich, daß eine geringe Lastumlagerung dadurch den Schaden einleitete, daß örtlich kein Bettungseinfluß aktiviert werden konnte. Ebenso könnte jedoch auch eine starke Lastumlagerung trotz schnittgrößenmindernder Bettung das Versagen bewirkt haben.

Die Tatsache, daß im später schadhaften Bereich bei der Bemessung keine Biegebeanspruchung erwartet wurde, hat sich hiernach als entscheidender Fehler erwiesen. Der Umstand, daß bei Vernachlässigung von Bettungseinflüssen bereits 8% Lastumlagerung bei zentrischem Entleeren von Mais nach EB zum Fließen der Bewehrung führen kann, weist auf einen zu geringen Sicherheitsabstand im Hinblick auf schwer kalkulierbare Biegebeanspruchungen der Schale im Schadensbereich hin.

Die festgestellten Baumängel haben die Ringzugtragfähigkeit praktisch nicht beeinflußt. Die Biegetragfähigkeit wurde nur unerheblich verändert; sie war im übrigen nach der Bauwerksstatik als unwesentlich anzusehen.

## 7. Schadensfall 4 - Getreidesilo in Süddeutschland -

---

### 7.1 Allgemeines

Die Siloanlage wurde im Jahre 1956 erbaut. Sie hat eine Grundfläche von etwa 15 x 15 m. Der Gesamtkomplex ist in siebzehn Zellen unterteilt, von denen zehn einen quadratischen Querschnitt (3,50 x 3,50 m) aufweisen und sieben rechteckig (3,50 x 1,75 m) sind. Die 15 bis 18 cm dicken Zellenwände bestehen aus Stahlbeton. Die Umfassungswände sind z.T. mit einer 11,5 cm dicken verputzten Mauerwerksschale aus Hochlochziegeln verkleidet. Zwischen Stahlbeton- und Mauerwerksschale befindet sich eine 4 cm dicke Luftschicht. Die Gesamthöhe der Siloanlage beträgt ca. 29 m; die Zellen selbst sind ohne Trichter etwa 16 m hoch (Anlage 7.1).

### 7.2 Hergang und Ausmaß des Schadens

Im März 1968, d.h. zwölf Jahre nach der Inbetriebnahme der Siloanlage, wurde in den nördlich gelegenen Silozellen 5, 6 und 8 jeweils ein Riß zwischen Silozellentrennwand und Zellenaußenwand festgestellt. Seine Ursache wurde seitens eines zur Begutachtung herangezogenen Ingenieurs in ungleichmäßigen Setzungen des Bauwerkes gesehen. Die Risse wurden entsprechend seiner Empfehlung mit "Kunststoffmörtel" geschlossen und in nicht näher angegebenen Zeitabständen beobachtet. Neue Rißbildung wurde dabei nicht festgestellt. Im Januar 1972 brachen die Außenwände der mit Weizen voll gefüllten Zellen Nr. 6 und 8 (Anlage 7.1). Der mittlere Teil fiel nach unten, die beiden seitlichen Wandteile klafften wie Torflügel auseinander (Anlage 7.2). Menschen kamen nicht zu Schaden.

Nach Angaben der Silobetreiber betrug das Raumgewicht des Weizens etwa 8 bis 8,2 kN/m<sup>3</sup>. An den Tagen vor Eintritt des Bruches und beim Bruch selbst wurde das Füllgut beider Zellen mit Unterbrechungen umgelagert, d.h. es wurde zur

Durchlüftung und Kontrolle unten Getreide abgezogen und oben wieder zugeführt.

### 7.3 Angaben zu Bauausführung, Baugenauigkeit und Werkstoffen

Die Silowandherstellung erfolgte in Gleitschalungsbauweise.

Die Druckfestigkeit wurde nach dem Schaden an aus Betonbruchstücken herausgesägten Würfeln bestimmt. Die daraus errechnete 28-Tage-Festigkeit lag zwischen 17,5 und 23 N/mm<sup>2</sup>; im Mittel betrug sie  $\sim 20$  N/mm<sup>2</sup>. Somit wurde die angestrebte Betongüte - ehemals B 225 - im wesentlichen erreicht. Eine Überprüfung des Betons per Augenschein ergab örtlich ungleichmäßige Betonverdichtung und Porenbildung [21].

Zur Beurteilung der Ausführungsgenauigkeit wird die planmäßige Bewehrung der am Objekt festgestellten gegenübergestellt. Die Wiedergabe der planmäßigen Bewehrungsführung bereitete einige Schwierigkeiten, da sie nicht ohne weiteres aus den Bewehrungsplänen ablesbar ist. Von insgesamt drei Bewehrungsplänen sind auf zwei Momentendeckungslinien sowie die gewählte Bewehrung nach Durchmesser und Abstand angegeben. Der dritte Plan enthält die positionierten Biegeformen, eine Systemlinie, an welcher die Positionsnummern angegeben sind sowie Stückzahllisten. Die genaue Lage der Bewehrung innerhalb der Wände ist mithin nur aus der Lage der Positionsnummern zur Systemlinie, aus der Richtung der Endhaken sowie aus den neben den Momentendeckungslinien angegebenen "gewählten" Bewehrungen ableitbar. Hiernach ergibt sich die in Anlage 7.3 aufgeführte Bewehrung.

Die vorhandene Bewehrung in den Versagensschnitten A und B (Anlage 7.1) ist gutachtlich festgehalten und für den hier interessierenden Versagensbereich in Anlage 7.4 wiedergegeben. Über die außenliegende Bewehrung in der herabgestürzten Außenwand liegen keine genaueren Aufzeichnungen vor. Es fällt auf, daß die Bewehrung in den Schnitten A und B nach Querschnitt und Biegeform erheblich von der planmäßigen Bewehrung

abweicht. Im Schadenszentrum, d.h. etwa 12,0 m über OK Gelände ( $z \approx 10$  m) macht die innen angeordnete "Stützbewehrung" in der Außenwand nur 25% der nach der Statik gewählten Bewehrung aus. Dagegen wurden aus der Trennwand zwischen den Zellen 6 und 8 herausragende Hakenenden festgestellt, die nach den Bewehrungsplänen dort nicht zu erwarten waren. Es ist nicht eindeutig erwägbar, ob hier eventuell Pos. 5 (Anlage 7.3) seitenverkehrt eingebaut wurde - dazu hätten die 80 cm langen Schenkel abgeschnitten werden müssen - oder ob u.U. bei der Bewehrungsabnahme das Fehlen einer Aufhängebewehrung zur Rückverankerung der Auflagerkräfte der Außenwand bemerkt und eine solche (mit Endhaken) örtlich angeordnet wurde. Vermutlich wegen des Gleitstangenhüllrohres in Querschnittsmitte der Außenwand ragen die Haken in der Regel nur etwa 5 cm in die Wand hinein, was ihre Wirkungsweise als Aufhängebewehrung zwangsläufig außerordentlich beeinträchtigt.

Soweit sie überprüft wurde, betrug die Stärke der Wände i.M. 17 cm anstelle der laut Planung angestrebten 15 cm. Die Betondeckung lag zwischen 2 und 5,5 cm; auf den Bewehrungsplänen befindet sich kein Hinweis auf ihren Sollwert.

#### 7.4 Tragfähigkeit der Silowand

Es wird nur die Tragfähigkeit in Horizontalrichtung bestimmt, da diese für die Lastaufnahme entscheidend ist, aber nicht ausreichte.

In den Anlagen 7.5 und 7.6 sind die M, N - Linien für Gebrauchs- und Bruchzustand bei vorhandener und planmäßiger Wandausbildung in den Schnitten C und D im Schadenszentrum ( $z = 10$  m) angegeben. Die Betonzugfestigkeit wurde dabei vernachlässigt. Zusätzlich ist jeweils die Reißtragfähigkeitslinie für die vorhandene Wandkonstruktion aus den in Anlage 7.7 ermittelten Reiß-Schnittgrößen angegeben. Für Schnitt D wurde mangels Angaben über die Bewehrung davon ausgegangen,

daß sie planmäßig mit einer Betondeckung von 2,0 cm eingebaut wurde.

Es fällt auf, daß die vorhandene Biegezugbewehrung in Schnitt C nicht ausreicht, die Rißschnittgrößen aufzunehmen. Sie fließt unmittelbar nach der Entstehung von Rissen. Ihre Tragfähigkeit ist erheblich geringer als die planmäßigen Werte. In Schnitt D ergibt sich dagegen nur ein geringer Tragfähigkeitszuwachs durch die größere Wandstärke der ausgeführten Konstruktion. Die Tragfähigkeit im Zustand II liegt dort über der des Rißzustandes.

Infolge der statischen Überbestimmtheit des vorliegenden Rahmensystems ergibt sich erst vollständiges Versagen, wenn die Bewehrung in beiden maßgebenden Schnitten (Stütze und Feld) fließt. Dieser Fall tritt in der Außenwand ein, sofern bei gleichzeitiger Wirkung einer Zugkraft

$$Z = 0,5 \cdot p_h \cdot a$$

ein Biegemoment der Größe

$$M = 0,125 \cdot p_h \cdot a^2$$

von der Summe der Einzeltragfähigkeiten beider Schnitte nicht mehr aufgenommen werden kann. In Anlage 7.8 ist die M, N - Linie für die Gesamttragfähigkeit bei vorhandener Wandausbildung dargestellt. Durch Eintragung der Schnittgrößenkombinationen M, N entsprechend verschiedener Silovorschriften ist prüfbar, welche einen Biegebruch hätten bewirken müssen. Hieraus lassen sich Aussagen über die Größe der im Silo vorhandenen Drücke ableiten (Abschnitt 7.5.3).

## 7.5 Beanspruchungen der Silowand

### 7.5.1 Lastfall Temperatur

Infolge Wirkung des Vormauerwerkes ist davon auszugehen, daß ein Temperaturgefälle in den Stahlbetonsilowänden stets gering und somit für den Schadenseintritt unerheblich war.

### 7.5.2 Lastfall Schüttgutdruck

Die Lastannahmen in der Bauwerksstatik entsprechen den zum Zeitpunkt der Bauwerksplanung im Jahre 1955/56 üblichen. Sie lehnen sich an die Empfehlungen von Nakonz im Betonkalender 1955, Teil II [ 3 ] an, welche wiederum auf Janssen [ 1 ] und Koenen [ 2 ] zurückführbar sind. Vorsichtig wird der Wandreibungswinkel  $\delta = \rho / 2$  angesetzt. Durch einen Rechenfehler ergibt sich jedoch effektiv nur ein unerheblich größerer Druck als bei  $\delta = 3/4 \rho$ .

In Anlage 7.9 sind die Drucklinien nach Janssen/Koenen bei Ansatz von  $\gamma = 7,5 \text{ kN/m}^3$  für  $\delta = 3/4 \rho$  und  $\delta = \rho / 2$  angegeben. Weiterhin dargestellt ist der Fülldruck nach 1055-6 für  $\gamma = 8,0$  nach DIN 1055, Bl. 1 (März 1963) sowie die Entleerungsdrucklinien nach 1055-6 und EB für  $\gamma = 9,0 \text{ kN/m}^3$  entsprechend DIN 1055, Bl. 1 (Nov. 1978). Die den Drucklinien zugrundeliegenden Kennwerte etc. enthält Anlage 7.10. Die Ordinaten unterscheiden sich maximal um den Faktor 2,27 (Anlage 7.10).

### 7.5.3 Schnittgrößen und ihre Bewertung

Infolge des Schüttguthorizontaldruckes werden die Silowände auf Biegung mit Längszug beansprucht. In Anlage 7.11 sind die Schnittgrößen in allgemeiner Form angegeben und für alle Lastansätze nach Abschnitt 7.5.2 ausgewertet. Wegen der linearen Auswirkung der Horizontaldrücke auf die Schnittgrößen stellt sich ihr Verhältnis zueinander wie das der Drücke dar. In der Bauwerksstatik wurden die Zugkräfte bei der Bemessung vernachlässigt.

Die Schnittgrößenkombinationen M, N sind in die M, N - Linien der Anlagen 7.5 und 7.8 eingetragen. Hieraus lassen sich Aussagen über Schadensablauf und auslösende Belastungen ableiten:

Aus Anlage 7.5 ist abzulesen, daß praktisch nur unter dem Lastansatz nach Janssen/Koenen für  $\delta = 3/4 \rho$  und  $\gamma = 7,5 \text{ kN/m}^2$  die Zellenwand im Knotenbereich im Zustand I verbleiben konnte. Nach allen anderen Lastansätzen geht die Zelle örtlich in den gerissenen Zustand II über und die vorhandene "Stützbewehrung" in der Außenwand wird bis zur Fließgrenze ausgenutzt. Anlage 7.8 zeigt, daß nur unter einem Horizontaldruck gemäß Janssen/Koenen für  $\delta = 3/4 \rho$  und  $\gamma = 7,5 \text{ kN/m}^3$  nach Eintritt des Fließens der Bewehrung am Knoten durch Lastumlagerung ins Feld ein Gleichgewichtszustand noch möglich ist. Entleerungs-Lastordinaten nach 1055 - 6 und EB hätten unmittelbar zum Biegebruch führen müssen, es sei denn, daß sie nur Extremwerte darstellen, während über die Wandlänge im Mittel nur Drücke entsprechend Annahmen von Janssen und Koenen wirken.

#### 7.6 Schadensursache und -ablauf

Unter den gegebenen Umständen erscheint es zunächst erstaunlich, daß das Bauwerk erst nach sechzehnjähriger Betriebsdauer versagte. Wie erwähnt, betrug die "Stützbewehrung" nur  $\sim 25\%$  der nach der Bauwerksstatik erforderlichen Bewehrung; bei Horizontaldruck nach EB beträgt sie nur  $\sim 10\%$  der erforderlichen Bewehrung. Daß die Silowand dennoch hielt, wird im wesentlichen folgende Gründe haben:

Das Bauwerk war bis zum Schadenseintritt nicht über die Wandlänge konstanten Entleerungsdrücken nach 1055 - 6 oder gar nach EB ausgesetzt. Aus Anlage 7.5 ist zu ersehen, daß die bei Ansatz konstanten Druckes nach Janssen/Koenen

ermittelten Schnittgrößen von einem ungerissenen Beton im Zustand I (5% Fraktile) noch aufgenommen werden können; auch die Übertragung der Auflagerkräfte aus Schüttgutdruck auf die Außenwände in die Silotrennwände kann allein über die Zugfestigkeit des Betons erfolgen.

Die Entstehung von Biegerissen an den höchstbeanspruchten Rahmenknoten mußte unmittelbar zum Fließen der örtlich vorhandenen Biegezugbewehrung führen, da diese für die Aufnahme der frei werdenden Biegezugkräfte viel zu gering war. Gleichzeitig lagerte sich die Beanspruchung auf den bis dahin geringer beanspruchten Feldbereich um, wo für Schnittgrößen nach dem Lastansatz von Janssen/Koenen noch Reserven vorhanden waren.

Von diesem vermutlich 1968 anzusetzenden Zeitpunkt an - dort wurde zum ersten Mal ein Abriß der Trennwand zwischen den Zellen von der Außenwand festgestellt - mußte auch die auf den Bewehrungsplänen nicht angegebene Bewehrung mit Endhaken die Rückverankerung der Auflagerkräfte aus Schüttgutdruck auf die Außenwände vollständig übernehmen.

Versagen trat ein, als die nur ungenügend in der Außenwand verankerten Haken die Aufhängebewehrung aus dieser herausscherten. Dies erfolgte erst nach weiteren vier Jahren, was vermutlich damit zusammenhängt, daß ihre ungünstigste Zugbeanspruchung - gleichzeitiges Entleeren der benachbarten Zellen - betriebsbedingt nur selten auftrat und die Verbundfestigkeit infolge der Dauerbeanspruchung abnahm. Der Querschnitt dieser Bewehrung ist im übrigen vergleichsweise hoch, was eine geringe Stahlspannung bzw. Verbundspannung zur Folge hat. Versagen trat dann auch erst unter absoluter Maximallast durch gleichzeitiges, mehrtätiges Umlagern von Weizen in den benachbarten Zellen 6 und 8 auf. Unterstellt man einen konstanten Schüttgutdruck nach Janssen/Koenen über die gesamte Wandlänge, so betrug



die Zugspannung der Rückverankerungsbewehrung zum Zeitpunkt des Schadenseintrittes nur  $\sim 75 \text{ N/mm}^2$  (Anlage 7.11).

### 7.7 Zusammenfassung

Als Hauptschadensursachen sind Planungs-, Ausführungs- und Statikfehler anzusehen. Die Bewehrungspläne waren nicht ohne weiteres lesbar und eine Aufhängebewehrung in Schnitt B fehlte dort völlig. Zwar ist die entsprechende Auflagerkraft gering und theoretisch im Zustand I aufnehmbar, doch mußte in Anbetracht der Biegebeanspruchung mit entsprechend dem Füllgrad der benachbarten Zellen auch wechselndem Vorzeichen langfristig mit Trennrissen gerechnet und die Zugkraft auch bei der Bemessung berücksichtigt werden. DIN 1045 läßt einen Ansatz der Betonzugfestigkeit im übrigen nicht zu.

Auf der Baustelle wurde offenbar das Fehlen einer Aufhängebewehrung erkannt. Die angeordnete Bewehrung war jedoch aufgrund der geringen Verankerungslänge unzureichend. Hier wäre die Anordnung haarnadelförmiger Bewehrungsstäbe (Steckbügel) notwendig gewesen. Die Bewehrungsführung auf den Bewehrungsplänen wurde nicht richtig interpretiert, was eine erhebliche Unterbewehrung der Knotenbewehrung zur Folge hatte.

Nach den vorliegenden Unterlagen ist nicht belegbar, daß der Schaden auch bei hinreichender Bewehrung für einen Horizontaldruck nach Janssen/Koenen bei  $\gamma = 7,5 \text{ kN/m}^3$  und  $\oint = 3/4 \oint$  eingetreten wäre. Es läßt sich dagegen beweisen, daß zentrische Entleerungsdrücke nach 1055 - 6 oder gar nach EB zumindestens nicht konstant über den gesamten Wandumfang wirkten, da dies zwangsläufig zu einem frühzeitigeren Biegebruch geführt haben müßte.

## 8. Schadensfall 5

### - Zementsilo in Süddeutschland -

---

#### 8.1 Allgemeines

Die zylindrische Zelle mit einer Kegelstumpfschale als oberem Abschluß wurde im Jahre 1931 zur Lagerung von Zement gebaut und seitdem stets entsprechend ihrer Bestimmung genutzt.

Anlage 8.1 zeigt die aus Stahlbeton bestehende Konstruktion mit ihren wesentlichen Einzelheiten und Abmessungen in Grundriß und Schnitten. Danach hat die Zelle einen Durchmesser  $\varnothing_i = 16,0$  m und eine Wanddicke von 35 cm; die Höhe zwischen Siloboden und Dachanschnitt beträgt ca. 23 m.

Die Entleerung der Zelle erfolgt mittels Förderschnecken, die das Schüttgut in einen auf dem Zellenboden diametral verlaufenden Transportgang mit spitzdachförmiger Abdeckung transportieren. Sechs im Boden eingelassene Schnecken befinden sich auf jeder Seite des Transportganges und werden unter normalen Betriebsbedingungen gleichzeitig betätigt.

Das Bauwerk ist flach gegründet.

#### 8.2 Hergang und Ausmaß des Schadens

Im Jahre 1956 mußte das Silo außer Betrieb gesetzt werden, nachdem erhebliche lotrechte Risse und gleichzeitig Ausbauchungen von bis zu 10 cm Stärke aufgetreten waren. Zuvor ist es jahrelang im gerissenen Zustand genutzt worden, wobei jedoch nur eine Teilfüllung zugelassen war.

Leider ist heute nicht mehr sicher festzustellen, bei welchem Füllungsgrad die starke Schädigung auftrat und welcher Teilfüllungsgrad zuvor maximal ausgenutzt wurde.

Bei der nach der Stilllegung in Angriff genommenen Bauwerksuntersuchung wurden Rißabstände zwischen 65 und 90 cm bei

Rißbreiten von maximal 10 mm festgestellt. Die Rißbreiten nahmen in einem etwa fünf Meter hohen Bereich über dem Silofuß auf Null ab. Sie liefen z.T. geringfügig schräg und waren auf den Seiten, wo die Achsen der mittleren Schnecken den Zylindermantel durchdringen, stärker ausgebildet als in den um 90°C versetzten Bereichen.

Einen optischen Eindruck vom Schadensausmaß bietet die Skizze in Anlage 8.2. Waagerechte Risse waren danach nur in geringer Anzahl und Längenausdehnung auf der Silomanteloberfläche vorhanden.

Alle näher untersuchten Risse verliefen jeweils durch die gesamte Wanddicke und lagen i.a. in unmittelbarer Nähe von dünnen vertikalen Bewehrungsstäben. Nach Aussage zur Beratung hinzugezogener Sachverständiger [9] zeigte die Ringbewehrung "deutlich eine leichte Einschnürung am Riß, d.h. sie war dort über die Streckgrenze hinaus beansprucht worden". Die großen Rißbreiten unterstreichen dies zusätzlich. Die Bewehrung wies jedoch, obwohl sie bei den vorhandenen Rißbreiten der Außenluft frei zugänglich war, keinerlei Korrosionsprodukte auf, was auf die günstige Wirkung des Zementflugstaubes im Bereich solcher Anlagen zurückgeführt wurde. Feuchtigkeit konnte offenbar nicht bis ins Zelleninnere vordringen, denn an der Innenseite des Silomantels waren nach dem Entleeren kaum Anbackungen von Zementstein festzustellen.

### 8.3 Angaben zu Bauausführung, Baugenauigkeit und Werkstoffen

Die Herstellung der Silozelle erfolgte im Gleitbauverfahren. Wie aus der statischen Berechnung und den Konstruktionszeichnungen zu ersehen ist, war ursprünglich eine Zellenhöhe  $h = 18 \text{ m}$  vorgesehen. Ohne ergänzenden statischen Nachweis wurde sie  $23,40 \text{ m}$  hoch gebaut.

Die Dicke der Silowandung wurde an den zur Feststellung des Rißverlaufes in den Silomantel gebrochenen Öffnungen kontrolliert. Sie stimmte stets weitgehend mit dem Vorgabemaß von  $35 \text{ cm}$  in den Bauplänen überein.

Die Betondruckfestigkeit wurde mit Hilfe des Einbeckschen Pendelhammers (vgl. DIN 4240, April 62) bestimmt. Nach dieser Untersuchungsmethode ist der Beton in [9] als B 225 eingestuft, was nach DIN 1045, Dez. 78, etwa einem B 17,5 entspricht. Der optische Eindruck vom Verdichtungsgrad des Betons war gut. Er wird als "dicht, bläulich und hart" gekennzeichnet.

Die stichprobenhaft überprüfte Bewehrung des Silos in Ringrichtung stimmte nach Lage in der Wand, Abstand untereinander und Stahldurchmesser ebenfalls weitgehend mit den Angaben in der Bauzeichnung (Anlage 8.3) überein. Sie liegt einlagig in der Mittelfläche der  $35 \text{ cm}$  dicken Wand und besteht im Bereich der oberen zwei Drittel der Zellenhöhe aus glattem Betonstahl (BSt 220/340); im unteren Bereich des Silos wurden dagegen sogenannte Laufschiene als Bewehrung eingebaut, deren Einsatz auch nach der statischen Berechnung vorgesehen war. Über die Art der Stoßausbildung der Bewehrung (Haken, Stoßlängen, Stoßlaschen) liegen weder für die Rundstahllarmierung noch für die Laufschiene verwertbare Angaben vor. Dieser Umstand erscheint jedoch für die weitere Beurteilung wenig erheblich, da ein Versagen der Stöße oder Stoßverbindungen nicht beobachtet wurde und örtlich erkannte Einschnürungen des Bewehrungsquerschnittes sowie der vergleichsweise gleichmäßige Rißabstand eher auf einen befriedigenden Haftverbund zwischen glattem Stahl und Beton hinweisen.

#### 8.4 Tragfähigkeit der Silowand

Da der vorliegende Schaden, zweifelsfrei auf eine Überbeanspruchung in Ringrichtung zurückgeführt werden kann, wird nachfolgend ausschließlich die Tragfähigkeit in dieser Richtung untersucht.

Es gibt leider keine Hinweise darauf, in welchem Horizont der Schaden seinen Ausgang nahm, so daß nachfolgend zwei als kennzeichnend eingestufte Schnitte hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit untersucht werden sollen, um hieraus eventuelle Ursachen für den Gesamtschadenseintritt abzuleiten. Gewählt werden die Schnitte 7,0 m und 14,0 m unter dem Dachanschnitt (Anlage 8.3). Sie werden als Schnitt 1 bzw. Schnitt 2 bezeichnet.

Da nach [9] ein Fließen der Bewehrung beim Schadenseintritt als gesichert anzusehen ist, interessieren insbesondere die M/N-Tragfähigkeitsgrenzlinien dieser Querschnitte. Sie sind in Anlage 8.4 dargestellt. Weiterhin ist dort die für eine Ergründung des Schadensablaufes wesentliche Reißgrenzlinie angegeben, deren Sonderfälle (reine Biegung und reiner Zug) in Anlage 8.5 ermittelt wurden. Der Vollständigkeit halber sind auch die M/N-Linien der nach DIN 1045 zulässigen Schnittgrößenkombinationen in Anlage 8.4 dargestellt.

Es zeigt sich, daß für Schnitt 1 die Reißgrenzlinie oberhalb der Tragfähigkeitsgrenzlinie liegt. Somit wird in Schnitt 1 die Bewehrung unmittelbar nach der Bildung von Betonrissen über die Fließgrenze hinaus beansprucht, sofern nicht gleichzeitig mit der Reißbildung ein Abbau der Reißschnittgrößen stattfindet.

Bei Zwangsschnittgrößen ergibt sich ein Abfall stets durch die reißbedingte Steifigkeitsminderung. Lastschnittgrößen könnten sich allenfalls im Zusammenhang mit einer Vergrößerung des Silovolumens durch Fließen der Bewehrung verändern, da

dies i. a. einen Abbau örtlicher Druckspitzen und den Einsturz von Schüttgutgewölben zur Folge hat. Treten rißerzeugende Lastschnittgrößen jedoch im Verlauf eines Entleerungsprozesses auf, so bauen sie sich nach einer verformungsbedingten Reduzierung in kürzester Zeit wieder auf, sofern der Entleerungsvorgang nicht unmittelbar beim Schadenseintritt abgebrochen wird. Da letzteres als unwahrscheinlich anzusehen ist, müßte eine Rißbildung in Schnitt 1 allein durch Schüttgutdruck (Ringzugkräfte) letztendlich zum Bruch der Schale geführt haben.

Im Untersuchungshorizont 2 liegen günstigere Verhältnisse vor. Dort können die bei Erreichen der Rißbeanspruchung freiwerdenden Zugkräfte von der Bewehrung übernommen werden.

## 8.5 Beanspruchungen der Silowand

### 8.5.1 Lastfall Temperatur

Die Beanspruchung der Silowand infolge eines Temperaturgradienten wurde in der Bauwerksstatik von 1930 nicht untersucht. Bei der vergleichsweise großen Wandsteifigkeit ergibt sich durch das nach Einfüllen heißen Zementes entstehende Temperaturgefälle in der Wand ein Zwangmoment, das insbesondere im oberen Bereich des Silos ungünstige Auswirkungen haben kann, wenn es sich den örtlichen Maximalschnittgrößen aus Schüttgutdruck überlagert. Im unteren Bereich hat sich i. a. der in Wandnähe anstehende Zement bis zum Zustandekommen des Maximaldruckes bereits soweit abgekühlt, daß hieraus keine schwerwiegenden Beanspruchungsänderungen zu erwarten sind.

Es darf davon ausgegangen werden, daß der Zement überwiegend mit einer Temperatur von 95 bis 100°C in den Silo eingebracht wird [59]. In Anlage 8.6 wurde ausgehend von einer Zementtemperatur von 100°C und einer Außentemperatur von - 15°C ein Temperaturgradient  $\Delta T = 60^\circ\text{C}$  in der Wand ermittelt

und hieraus die Schnittgrößen für Zustand I und Zustand II abgeleitet. Das für Zustand I ermittelte Biegemoment von  $M_{\Delta T}^I = 207 \text{ kNm/m}$  kommt nicht zustande, da zuvor die Betonzugfestigkeit überschritten wird und der Beton aufreißt (Anlage 8.4). Im Zustand II ergibt sich  $M_{\Delta T}^{II} \approx 50 \text{ kNm/m}$ , wenn man für den glatten Stahl die gleiche Steifigkeitsminderung durch Rißbildung ansetzt wie bei geripptem Stahl nach [30]. Ein weiterer Abbau der Zwangbeanspruchung wäre z. B. durch Entstehen klaffender Risse oder Versagen der Biegedruckzone und einen hierdurch bedingten Übergang der Zylinderwand in eine Gelenkkette denkbar.

#### 8.5.2 Lastfall Schüttgutdruck

In der Bauwerksstatik wurde als maximaler Horizontaldruck der aktive Erddruck zugrundegelegt. Dabei wurde als Zementwichte  $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$ , als Winkel der inneren Reibung  $\varphi = 33^\circ$  und als Wandreibungswinkel  $\delta = 0^\circ$  in Ansatz gebracht.

Die sich ergebende Drucklinie ist in Anlage 8.7 denen nach 1055-6 für zentrisches Füllen und Entleeren gegenübergestellt. Weiterhin angegeben ist dort der Druck nach EB für exzentrisches Entleeren, der in [9] für die Sanierung vorgeschlagene Bemessungsdruck sowie die Drucklinie, die für zentrisches Entleeren nach der 11. Fassung des Normenentwurfes (NE-11) bei zukünftigen Siloprojektierungen angenommen werden soll. Die den Drucklinien zugrunde liegenden Kennwerte und sonstigen Annahmen enthält Anlage 8.8.

Bei einwandfreier Funktion aller Förderschnecken ist das vorliegende Silo nach 1055-6 für zentrisches Entleeren zu bemessen. Da jedoch einzelne oder auch alle Schnecken auf einer Seite des Abzugsschachtes defekt werden können, ist die Möglichkeit exzentrischen Entleerens bzw. entsprechender Drucksteigerungen in Betracht zu ziehen. Dabei ist auch zu berücksichtigen, daß die Schnecken den Zement überwiegend in Nähe der Silowand aufnehmen. Nach Anlage 8.8 läßt sich mit diesen Voraussetzungen eine Abzugsexzentrizität von ca. 4 m ableiten.

Wegen des geringen Verhältnisses von Silohöhe zu Silodurchmesser ( $\leq 1,5$ ) ergibt sich zwar nach 1055-6 hieraus keine Erhöhung des Horizontaldruckes. In den EB ist dieser Grenzwert nicht mehr behandelt. Wie eine Nachrechnung zeigt, ergeben sich bei einer zu 4,0 m angenommenen Exzentrizität des Abzugs ca. 13 % höhere Horizontaldrücke als für zentrisches Entleeren nach 1055-6.

Auch nach der noch in Arbeit befindlichen Neufassung der Silonorm wird ein erhöhter Druck zur Berücksichtigung von Exzentrizitäten zu berücksichtigen sein. In der derzeit aktuellen Fassung NE-11 ist der entsprechende Abschnitt jedoch noch nicht ausgearbeitet, so daß hierauf nicht Bezug genommen werden soll.

Aus Anlage 8.7 ist zu erkennen, daß nach derzeit gültiger Norm bei zentrischem Entleeren örtlich viermal so hohe Druckabszissen anzusetzen sind wie seiner Zeit bei der Silobemessung zugrundegelegt wurden. Es fällt weiterhin auf, daß der zentrische Entleerungsdruck nach NE-11 recht gut mit dem Ansatz nach [9] übereinstimmt. Im Vergleich zum Wert nach 1055-6 für zentrisches Entleeren ergeben beide in der oberen Silohälfte z. T. um 30 % geringere Horizontaldrücke. Am Silofuß sind sie um ca. 20 % höher. Die Annahmen für Fülldruck liegen dagegen nach NE-11 auf ganzer Silohöhe über denen nach 1055-6.

Da unbekannt ist, bei welchem Füllgrad der Schaden auftrat, wurden auch die Drucklinien für 50 %ige und 75 %ige Ausnutzung ermittelt und in Anlage 8.9 dargestellt. Diese Füllgrade wurden gewählt, da einerseits wenig glaubhaft erscheint, daß der Silo 25 Jahre lang stets geringer als zu 50 % ausgelastet war und andererseits deswegen, weil bei einem Füllgrad von 75 % die Schütthöhe der statisch projektierten Silohöhe entspricht. Es wäre denkbar, daß nach der Entstehung erster Risse eine Nutzungsbeschränkung auf die statisch vorgesehene Maximalhöhe von 18 m erfolgte.



Bei dem Ausnutzungsgrad von 50 % ergibt sich ein Verhältnis von Schüttguthöhe zu Silodurchmesser  $< 1$ , so daß der Ansatz von Janssen mit einbezogener Wandreibung zur Druckermittlung nicht uneingeschränkt geeignet erscheint. Der Ansatz von Ruhedruck liefert hier u. U. zutreffendere Ergebnisse. Aus Anlage 8.9 (b) ist jedoch zu ersehen, daß Ruhedruck in der oberen Hälfte der Schüttguthöhe nahezu gleiche Druckordinaten liefert wie der Ansatz nach [9]. Die vergleichsweise größeren Ordinaten im unteren Bereich sind wegen der dort vorhandenen günstigen Lastabtragung zur Bodenplatte von untergeordneter Bedeutung. Somit genügt bei der Ergründung möglicher schadensauslösender Beanspruchungen die Einbeziehung eines Druckes entsprechend [9].

In Anlage 8.10 sind die Horizontaldruckordinaten in den Schnitten 1 und 2 für die Ausnutzungsgrade 100 %, 75 % und 50 % nach den genannten Silovorschriften und Empfehlungen angegeben.

### 8.5.3 Schnittgrößen

Durch einen vollkommenen rotationssymmetrischen Schüttgutdruck wird eine zylindrisches Silo allein auf Zug in Ringrichtung beansprucht. Eine ungleichmäßige Wirkung des Druckes hat dagegen zusätzliche Biegebeanspruchungen zur Folge.

Im vorliegenden Fall deutet das in Abschnitt 8.2 beschriebene Rißbild, insbesondere die besonders großen Rißbreiten in den Quadranten mit Förderschnecken auf einen erhöhten Schüttgutdruck in Richtung der Schneckenachsen hin, der durch den bereits erläuterten ungleichmäßigen Abzug des Schüttgutes zu erklären ist. Weiterhin läßt die Tatsache, daß trotz durchgehender Risse keine Feuchte in das Silo eingedrungen ist, die unvermeidlich zu Anbackungen von Zement geführt hätte, darauf schließen, daß die Rißbreiten i. a. innen geringer waren als außen. Beide genannten Beobachtungen lassen die Anwesenheit von Biegespannungen beim Schadenseintritt nahezu zur Gewißheit werden.

Die Tatsache, daß Risse nicht überwiegend in der unteren Silohälfte entstanden und auch die plastische Formänderung der Bewehrung nicht auf diesen Bereich beschränkt war, legt jedoch die Schlußfolgerung nahe, daß durch örtliche Lastumlagerungen hervorgerufene Biegezugspannungen nicht die Hauptschadensursachen waren, sondern nur örtlich das Schadensbild beeinflußt haben können. Besonders im oberen Bereich des Silos sind entsprechende Beanspruchungen auf Grund des Abstandes von der Abzugsebene eher gering und unmaßgeblich. Dort ist sicherlich eine Biegebeanspruchung aus Temperaturzwang von größerer Bedeutung für den Schadenseintritt.

In Anlage 8.11 sind die Ringzugkräfte ermittelt, die sich aus rotationssymmetrischem Horizontaldruck für die drei gewählten Nutzungsgrade nach den o. g. Lastansätzen in den Schnitten 1 und 2 ergeben. Weiterhin ist dort jeweils das vom Querschnitt neben dieser Normalkraft aufnehmbare Biegemoment im Versagenszustand nach Anlage 8.4 angegeben. Hieraus lassen sich unter Beachtung der Möglichkeit eines Temperaturgradienten nach Anlage 8.6 denkbare Schadensursachen ableiten.

## 8.6 Diskussion möglicher Schadensursachen

### 8.6.1 Annahme einer Grenzauslastung von 50 %

Bei diesem Nutzungsgrad wird die Bewehrung in Schnitt 1 und im darüberliegenden Silobereich im wesentlichen nur durch Temperaturzwang in Ringrichtung beansprucht. Die Wand kann jedoch das hieraus mögliche Maximalmoment nach Anlage 8.6 noch aufnehmen, da  $\max M_{\Delta T,1}^{II} < M_{u,1}$  ist, ohne daß eine besondere Schädigung auftritt.

In Schnitt 2 treten bei Ansatz eines kegelförmigen Standes der Schüttgutoberfläche (Anlage 8.9) das maximale Temperaturzwangmoment  $\max M_{\Delta T,2}^{II}$  und der bei 50 %-iger Ausnutzung maximale Horizontaldruck gleichzeitig auf. Erreichte dieser Druck den Wert nach 1055-6 für zentrisches Entleeren, so

würde nahezu die Streckgrenze der Bewehrung erreicht und bei einem Druckwert für exzentrisches Entleeren nach EB wäre nur noch dadurch ein Gleichgewichtszustand möglich, daß die Silowand in eine Gelenkkette überginge, da dies einen Zwangabbau zur Folge hätte. Entsprechende Schäden wurden jedoch während der fünfundzwanzig Jahre dauernden Nutzung nicht beobachtet, so daß entweder die in Schnitt 2 aufgetretenen Drücke höchstens den Wert nach 1055-6 für zentrisches Entleeren bei 50 %iger Auslastung erreichten oder der Silo stets geringer als zu 50 % genutzt wurde.

Geringere Druckordinaten, wie sie sich z. B. nach NE-11 für zentrische Entleerung oder nach [9] ergeben, könnten in Schnitt 2 naturgemäß sicherer zusammen mit  $\max M_{\Delta T, 2}^{II}$  aufgenommen werden; ebenso natürlich auch die sich nach der Statik für aktiven Erddruck ergebende Ordinate.

#### 8.6.2 Annahme einer Grenzauslastung von 75 %

Bei einer Ausnutzung von 75 % würde in Schnitt 1 bereits eine Druckordinate entsprechend den Annahmen der Bauwerksstatik zusammen mit  $\max M_{\Delta T, 1}^{II}$  zum Fließen der Bewehrung führen.

In Schnitt 2 könnten die zu diesem Nutzungsgrad gehörigen Druckordinaten nach NE-11 für zentrisches Entleeren oder nach [9] nicht mehr gleichzeitig mit einem Temperaturzwangsmoment  $M_{\Delta T, 2}^{II} > 0,30 \cdot \max M_{\Delta T}^{II}$  aufgenommen werden.

#### 8.6.3 Schlußfolgerungen

Der Schaden im Jahre 1956 trat dadurch ein, daß der Silo deutlich über 50 % mit heißem Zement gefüllt wurde.

Vermutlich ist es nur deshalb nicht zum Einsturz gekommen, weil sich einerseits durch die Volumenvergrößerung beim plötzlichen Fließen der Bewehrung Druckspitzen abbauten und weil

weiterhin vor dem Abzug des Schüttgutes eine Abkühlphase zum Abbau der Zwangsspannungen abgewartet wurde.

Der Umstand, daß die Rißbreiten in einem ca. 5 m hohen Bereich zur Sohlplatte hin auf Null ausliefen, ist auf den beanspruchungsmindernden Einfluß der Bodenplatte zurückzuführen, welche biegesteif mit der Zylinderwand verbunden ist.

Es ist davon auszugehen, daß bereits beim ersten Einfüllen heißen Zementes Vertikalrisse durch Temperaturzwang auftraten. Die Rißbreiten waren dabei sicher vergleichsweise groß, da die in der Wandachse konzentrierte Ringbewehrung erst nach entsprechender Rißöffnung zum Tragen kam. Vermutlich wurde hierdurch bedingt eine sofortige Nutzungsbeschränkung veranlaßt.

Die Vertikalrisse konnten auch bei Teilfüllung bis zum Dachanschnitt hinaufreichen, da bereits ein Temperaturgradient von  $\Delta T = 25^{\circ}\text{C}$  zur Erklärung von Rissen ausreicht und ein maximaler Temperaturgradient  $\Delta T = 60^{\circ}\text{C}$  im Bereich des Möglichen liegt.

Nach den vorausgegangenen Überlegungen betrug der maximale Ausnutzungsgrad vor dem Schadenseintritt vermutlich etwa 50 %. Eine höhere Auslastung könnte vorgelegen haben, falls der Horizontaldruck entsprechend geringer war als sich nach 1055-6 für zentrische Entleerung ergibt. Daß er größer war als in der Bauwerksstatik angenommen wurde, ist als sicher anzusehen. Mit dem dortigen Ansatz ist ein Fließen der Bewehrung in Schnitt 2 nur bei Vollfüllung und gleichzeitiger Wirkung von  $\max M_{\Delta T, 2}^{\text{II}}$  zu erklären. Bei dieser Auslastung befindet sich die Schüttgutoberfläche jedoch bereits ca. 15 m oberhalb von Schnitt 2 und der maximal vorhandene Temperaturgradient hat sich zwischenzeitlich in Schnitt 2 sicher so stark vermindert, daß er zur Schadensauslösung nicht mehr ausreicht.

Eine geringere Grenzauslastung als 50 % über einen Zeitraum von 25 Jahren, bei welcher dann vergleichsweise hohe Drücke aufgetreten sein könnten, erscheint unwahrscheinlich. Vermutlich hätte sie zu einer frühzeitigen Siloverstärkung Anlaß gegeben.

#### 8.7 Zusammenfassung

Der Schaden im Jahre 1956 ist durch unzureichende Beachtung einer bereits seit der Inbetriebnahme auferlegten Nutzungsbeschränkung des Fassungsvermögens eingetreten.

Bauausführungsfehler sind als Schadensursache weitestgehend auszuschließen. Der Beton war von planmäßiger Qualität und ein Versagen des Haftverbundes war nicht festzustellen, was für hinreichende Stoßausbildung spricht. Selbst wenn man unterstellte, daß der Bau eines höheren Silos als statisch projektiert eine Fehlleistung der Baustelle war, so läßt sich hieraus keine grundlegende Schadensursache ableiten. Der Silo wurde im Bereich der oberen achtzehn Meter entsprechend den Vorgaben der Statik bewehrt und da die Drücke in diesem Bereich durch eine andere Silohöhe theoretisch nicht verändert werden, wären Schäden auch bei planmäßiger Höhe aufgetreten.

Läßt man einmal die Mißachtung der Nutzungsbeschränkung außer Betracht, sind somit überwiegend Versäumnisse und Fehlannahmen in der Statik als Hauptschadensursache anzusehen:

Zunächst wurde in der Statik der Lastfall Temperatur nicht untersucht. Die bei einer Wandstärke von 35 cm steifigkeitsbedingt großen Biegespannungen infolge eines Temperaturgradienten nach Einfüllen heißen Zementes mußten zu unmittelbarer Rißbildung führen. Durch die Konzentration der Ringbewehrung in der Wandachse ergaben sich am Schalenaußenrand vergleichsweise große Rißbreiten, da der Querschnitt zur

Aktivierung der Bewehrung weit aufreißen mußte. Eventuell haben diese großen Rißbreiten jedoch zur rechtzeitigen Füllhöhenbeschränkung geführt und dadurch ein frühzeitigeres Eintreten eines Schadens verhindert.

In der Statik wurden zu geringe Schüttgutdrücke angesetzt. Das Fließen der Bewehrung in Abschnitt 2 beweist, daß dort trotz Teilnutzung höhere Drücke auftraten als nach der Statik bei Vollfüllung zu erwarten waren. Über die Höhe der aufgetretenen Drücke können keine präzisen Angaben gemacht werden, da die maximale Schüttguthöhe vor und beim Schadenseintritt nicht bekannt sind. Nach den vorausgegangenen Erörterungen erscheint eine Auslastung der Zelle zu weniger als 50 % über 25 Jahre unwahrscheinlich. Dies bedeutet aber gleichzeitig, daß die im Nutzungszeitraum aufgetretenen rotationssymmetrischen Horizontaldrücke keinesfalls größer waren als sich nach 1055-6 für zentrisches Entleeren ergibt.

Anhand des Schadensbildes läßt sich auch das Vorhandensein örtlicher Druckkonzentrationen nachweisen, die vermutlich vorwiegend auf den Schneckenabzug zurückzuführen sind und Biegebeanspruchungen zur Folge hatten. Die hierdurch geweckte Beanspruchung hat sich im vorliegenden Fall jedoch nur sekundär ausgewirkt, da der besonders betroffene untere Silobereich durch eine in der Statik nicht entsprechend berücksichtigte Lastabtragung zur Bodenplatte in Ringrichtung stärker bemessen war, als für den Druckansatz nach der Statik notwendig gewesen wäre. Sofern sich auch im mittleren Silobereich noch ungleichmäßige Drücke ergeben haben sollten, würde dies bedeuten, daß der Silodruck im Mittel geringer war als sich nach 1055-6 für zentrisches Entleeren ergibt.

## 9. Schadensfall 6

### - Zementsilo in Süddeutschland -

#### 9.1 Allgemeines

Die zylindrische Silozelle mit einer Kegelschale als Dachabdeckung wurde im Jahre 1938 errichtet und 1939 in Betrieb genommen. Sie war ausschließlich zur Lagerung von Zement bestimmt.

Die wesentlichen Bauwerksmaße sind aus Anlage 9.1 zu entnehmen: Der lichte Durchmesser beträgt 14,00 m und die Wandstärke 25 cm. Die Höhe zwischen Siloboden und Oberkante des Ringbalkens zur Aufnahme des Horizontalschubes aus dem Kegeldach umfaßt 24 m. Die Dachhöhe beträgt 6,0 m bei einem Neigungswinkel von ca. 40°. Zelle und Dach bestehen aus Stahlbeton.

Das Einfüllen des Zements erfolgt weitgehend zentrisch über eine Rohrleitung von 110 mm Durchmesser durch das Dach. Entleert wird die Zelle mittels im Boden eingelassener Förderschnecken, welche den Zement in einen diametral verlaufenden Transportgang mit spitzdachförmiger Abdeckung fördern, von wo er zur Verpackungsanlage oder zur unmittelbaren Verladung weitergeleitet wird. Jeweils fünf Schnecken arbeiten auf jeder Seite des Transportganges; sie sind im halben Abstand gegeneinander versetzt angeordnet.

Das Silo ist auf einer Stahlbetonplatte flach gegründet.

#### 9.2 Hergang und Ausmaß des Schadens

Etwa achtzehn Jahre nach der Inbetriebnahme, am 20. September 1956 morgens um 8.30 Uhr, brach der Silo - während gerade kontinuierlich Schüttgut abgezogen wurde - schlagartig in sich zusammen.

Nach einer Zeitungsmeldung hörten Betriebsangehörige zunächst ein "Bersten, Krachen und andere bedrohlich klingende Geräusche" und sahen anschließend wie die Zelle zusammenbrach. Dem in der Packerei tätigen Personal blieb gerade noch hinreichend Zeit, das Gebäude durch die Fenster zu verlassen, bevor dieses durch die heranrauschende Zementflut und Betonbruchstücke vollständig zerstört wurde. Niemand wurde verletzt.

Die Lage der Trümmer ließ keine deutliche Richtung des Zerstörungsvorganges erkennen. Es ist auch unbekannt, in welchem Horizont die Zylinderschale zuerst versagte. Da an einem benachbarten Stahlblechsilo jedoch offenbar kein nennenswerter Schaden auftrat, liegt die Vermutung nahe, daß eine Beanspruchungskonzentration in Schneckenrichtung jeweils nach außen vorgelegen haben kann. Bei dem Entleerungsvorgang zum Zeitpunkt des Einsturzes waren einige Schnecken nicht betriebsfähig, was ebenfalls für einen ungleichmäßigen Horizontaldruck spricht.

In Zeitungsartikeln wird berichtet, daß der Silo bei Schadenseintritt mit 4000 t Zement gefüllt war. Dieses Gewicht wird vermutlich aus der näherungsweise bekannten Füllhöhe bzw. dem daraus ermittelbaren Volumen und einer angenommenen Zementwichte abgeleitet worden sein. Nach damals üblicher Gepflogenheit wurde für Zement mit  $\gamma = 12 \text{ kN/m}^3$  entsprechend einer Angabe von Löser [26] gerechnet, so daß die Zementmasse von 4000 t einer Siloauslastung von über 90 % entspricht. Legt man dagegen entsprechend NE-11  $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$  zugrunde, so könnten beim Einsturz ca. 5300 t Zement im Silo gelagert gewesen sein.

Im Rahmen der nachfolgenden Schadensanalyse wird eine Siloauslastung von mindestens 95 % im Augenblick des Einsturzes unterstellt.



### 9.3 Angaben zu Bauausführung, Baugenauigkeit und Werkstoffen

Die Herstellung der kreiszylindrischen Siloschale erfolgte in Gleitschalung.

Nach dem Einsturz wurde an Betonbruchstücken die Betondruckfestigkeit und die Verlegegenauigkeit der Bewehrung sowie deren Stoßlängen in Ringrichtung überprüft. Eine Gegenüberstellung des vorgefundenen Bewehrungsquerschnitts mit dem nach der statischen Berechnung notwendigen Wert war dabei jedoch nicht möglich, da die ursprüngliche Lage der Bruchstücke in der Bauwerkswand nicht festgestellt werden konnte.

Die Druckfestigkeitskontrolle erfolgte mit dem Einbeckschen Pendelhammer. Der Beton ist danach zumindestens als B 25 nach DIN 1045 (Dez. 78) einzustufen. Er zeigte augenscheinlich eine gleichmäßige Körnungsstruktur mit geringem Porenanteil und eine bläulich weißgraue Färbung.

Die Ringbewehrung aus sogenanntem Isteg-Stahl, bestehend aus jeweils zwei miteinander verwundenen glatten Rundstählen gleichen Durchmessers, war mit sehr ungleichmäßigem Abstand verlegt. An den Bruchstücken wurden Werte zwischen sechs und zweiunddreißig Zentimetern festgestellt. Im Mittel ergab sich jedoch für jedes Bruchstück für die innere und äußere Ringbewehrungslage ein Stababstand von etwa 20 cm, was mit der statischen Vorgabe von insgesamt zehn Bewehrungsstäben (2 x 5) je steigenden Meter übereinstimmt.

Auch die Übergreifungsstöße mit Haken an jedem Stabende wiesen unterschiedliche Längen auf. Im Mittel lagen sie jedoch über dem nach DIN 1045 für glatten Stahl in dem guten Verbundbereich I erforderlichen Wert (Anlage 9.2). Bei der dortigen Berechnung wird entsprechend den Voraussetzungen in der Statik eine zulässige Stahlspannung von  $200 \text{ N/mm}^2$  und eine Fließspannung von  $200 \times 1,75 = 350 \text{ N/mm}^2$  unterstellt. Auf Grund der Vernachlässigung der günstigeren Verbundeigenschaften

des Isteg-Stahles weisen die Stoßlängen tatsächlich zusätzliche Sicherheiten auf. Einzelne Unterschreitungen sind nicht als gravierend anzusehen; die Stöße waren gegeneinander versetzt, so daß ein Reißverschlußeffekt wenig wahrscheinlich war.

Für die vorliegende Schadensanalyse konnte ein Bewehrungsplan der Zylinderschale nicht beschafft werden. Bei einer gutachterlichen Stellungnahme nach dem Schadenseintritt im Jahre 1957 lag ein solcher offenbar noch vor. Da dort nicht auf eine unterschiedliche Bewehrung in der Statik und in dem Bewehrungsplan hingewiesen wird, kann nachfolgend diesbezüglich Identität unterstellt werden. Eine Rückfrage bei einem der damals herangezogenen Sachverständigen bestätigte dies zusätzlich.

Die der geprüften Bauwerksstatik beiliegende Stahlliste ist in diesem Zusammenhang mit Sicherheit als unmaßgeblich anzusehen. Nach ihrer Herstellung wurde im Rahmen eines statischen Nachtrages die Ringbewehrung neu gewählt. Entsprechend werden sich auch Stahlliste und Bewehrungsplan geändert haben.

Bei den Untersuchungen der Bruchstücke nach dem Einsturz zeigte sich, daß die Ringbewehrung zum Teil mit einer von den Vorgaben der Statik ( 2,5 cm) abweichenden Betondeckung eingebaut worden war. Genauere Angaben über den Grad der Abweichung fehlen jedoch.

In Anlage 9.3 ist die gemäß Bauwerksstatik einzubauende Ringbewehrung aus Isteg-Stahl angegeben. Die näher untersuchten Bruchstücke stammen nach den vorgefundenen Stahldurchmessern offenbar aus dem oberen Teil des Silos.

#### 9.4 Tragfähigkeit der Silowand

Es wird ausschließlich die Tragfähigkeit in Ringrichtung untersucht. Ein anfängliches Versagen in Vertikalrichtung hätte vermutlich nicht zum vollständigen Einsturz des Silos geführt, da zuvor verformungsbedingte Lastminderungen aufgetreten wären.

Nach dem Schadensausmaß ist davon auszugehen, daß die Silowandung in einem größeren Bereich weitgehend gleichzeitig versagt haben muß. Da über die Lage dieses Bereiches nur Vermutungen angestellt werden können, sollen einige als charakteristisch anzusehende Höhenschnitte hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit untersucht werden. Dabei scheidet der obere Silobereich aus, da sein Versagen nicht zur totalen Zerstörung geführt hätte. Im Silofuß lagen wegen der statisch nicht berücksichtigten biegesteifen Verbindung mit der Bodenplatte vergleichsweise günstige Verhältnisse vor. Somit bieten sich die Viertelspunkte der Zylinderschalenhöhe als u. U. relevante Horizonte zur Untersuchung an.

Die in diesen Schnitten vorhandene Bewehrung ist aus Anlage 9.3 zu ersehen. Da die Untersuchung der Bruchstücke keine besonderen Bewehrungskonzentrationen in der äußeren Lage erkennen ließ, wird nachfolgend von gleichmäßiger Verteilung auf beide Lagen ausgegangen. Der Abstand zwischen Stabachse und Betonoberfläche wird näherungsweise im Mittel zu 5,0 cm angenommen, so daß sich eine Nutzhöhe  $h = 20$  cm ergibt.

Die Festigkeitskennwerte  $\beta_s$  und  $\beta_u$  des Isteg-Stahles wurden mangels entsprechender Prüfwerte aus Untersuchungsberichten des Institutes für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz [22], [23] entnommen, wo u. a. Isteg-Stahl aus Bauteilen des Jahres 1936 geprüft wurde. Die Festigkeitswerte waren starken Streuungen unterworfen, vermutlich bedingt durch den vom Durchmesser abhängigen unterschiedlichen Verwindungsgrad. Die Streckgrenze des Stahls liegt etwa zwischen

350 und 440 N/mm<sup>2</sup> und seine Zugfestigkeit zwischen 420 und 540 N/mm<sup>2</sup>. Anders als Rippentorstahl besitzt Isteg-Stahl eine ausgeprägte Streckgrenze.

Für die Ermittlung der Tragfähigkeitsgrenzlinien wird der Maximalwert der bei Einzelversuchen festgestellten Streckgrenzen, d. h.  $\beta_s = 440 \text{ N/mm}^2$  zugrunde gelegt, da es hier darum geht, Aussagen über größtmögliche schadensauslösende Beanspruchungen zu machen. Damit diese Stahlspannung entstehen kann, müßten entsprechende Stoßlängen der Bewehrung vorhanden sein. Aus Anlage 9.2 ist zu ersehen, daß die vorgefundenen Stöße vermutlich noch für diese Beanspruchung im Mittel ausreichen, zumal die erheblich bessere Verbundwirkung von Isteg-Stahl im Vergleich zu glatten Rundstahl darin unberücksichtigt bleibt.

In Anlage 9.4 sind für die drei ausgewählten Schnitte die Grenzlinien M, N für Riß- und Bruchzustand angegeben. Die Rißgrenzlinie gilt hinreichend genau für alle Schnitte; sie wurde aus den Sonderfällen reiner Zug und reine Biegung (Anlage 9.5) abgeleitet.

Die Tragfähigkeitsgrenzlinie für Schnitt I liegt deutlich unterhalb der Rißgrenzlinie, d. h. sofern nicht im Augenblick der Rißbildung ein Schnittgrößenabbau erfolgt, wäre mit unmittelbarem Versagen in diesem Schnitt zu rechnen. In den Schnitten II und III ist eine Aufnahme der rißbildenden Schnittgrößenkombinationen auch im Zustand II möglich; die verbleibende Reserve in Schnitt II ist jedoch gering.

## 9.5 Beanspruchungen der Silowand

### 9.5.1 Lastfall Temperatur

Die Beanspruchung aus Temperaturzwang wurde in der Bauwerksstatik aus dem Jahre 1938 nicht ermittelt. Bei Annahme einer Zement-Einfülltemperatur von  $100^{\circ}\text{C}$  und Außenlufttemperaturen beim Zusammenbruch (September) von  $\approx 10^{\circ}\text{C}$  ergibt sich ein Temperaturgefälle in der Silowand von ca.  $40^{\circ}\text{C}$ . Das hieraus bedingte Zwangsmoment ist insbesondere im oberen Silobereich von Bedeutung, wo es u. U. gleichzeitig mit den maximalen Schnittgrößen infolge Schüttgutdruck auftreten kann.

In Anlage 9.6 sind die Zwangsmomente infolge Temperatur für Zustand I und Zustand II ermittelt. Aus Anlage 9.4 ist zu ersehen, daß  $M_{\Delta T}^{\text{I}} = 75 \text{ kNm/m}$  größer ist als das Rißmoment bei reiner Biegung ( $M_R = 43 \text{ kNm/m}$ ). Somit ist davon auszugehen, daß sich beim Einfüllen des heißen Zementes Vertikalrisse auf der Außenseite einstellten, und zwar mit steigendem Zementpegel auf ganzer Silohöhe. Nach der Rißbildung ist in Anlehnung an [30] nur noch von einem Moment  $M_{\Delta T}^{\text{II}} \approx 20 \text{ kNm/m}$  auszugehen, welches für alle drei Schnitte deutlich unter dem Versagemoment liegt. Allein durch Temperatureinfluß waren im vorliegenden Fall somit zwar Risse, jedoch kein Versagen zu erwarten.

### 9.5.2 Lastfall Schüttgutdruck

In der Bauwerksstatik wurde der Horizontaldruck in Anlehnung an Löser[26] ermittelt; der verwendete Ansatz entspricht im wesentlichen dem von Janssen und Koenen.

Als Horizontaldruckbeiwert wurde somit jener bei aktivem Erddruck d. h.  $\lambda_a = \tan^2 (45 - \varphi/2)$  zugrunde gelegt und darin für Zement  $\varphi = 40^{\circ}$  eingesetzt. Als Wandreibungsbeiwert wurde  $\mu = 0,30$  gewählt, ein Wert, den Löser - ausgehend von  $\varphi = 25^{\circ}$  - bei einem Wandreibungswinkel  $\delta = 2/3 \varphi$  für ungeputzte Betonwände angibt. Die Zementwichte setzt Löser mit  $\gamma = 12 \text{ kN/m}^3$  an; in der Bauwerksstatik wurde von  $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$  ausgegangen.

In Anlage 9.7 ist die der Bemessung in der Bauwerksstatik zugrundeliegende Drucklinie derjenigen gegenübergestellt, die sich bei genauerer Berücksichtigung der Empfehlungen von Löser ergibt. Weiterhin dargestellt sind dort die Drucklinien nach verschiedenen Silovorschriften wie 1055-6, EB und NE-11. Die darin eingehenden Kennwerte und Annahmen enthält Anlage 9.8.

Da feststeht, daß einzelne Förderschnecken beim Schadenseintritt nicht betriebsfähig waren, wurde der Zement ungleichmäßig bzw. exzentrisch abgezogen. Im übrigen wäre auch bei einwandfrei funktionierender Auszugsvorrichtung eher eine achsensymmetrische als eine rotationssymmetrische Bewegung des Schüttgutes zumindest im unteren Silobereich zu erwarten.

Bei vergleichsweise ungünstiger Annahme eines Schüttgutabzuges in einem wandnahen Bereich ( $b = 2,50 \text{ m}$ ) und gleichzeitigem Ausfall von 50 % der Schnecken auf einer Seite des Abzugskanals ergibt sich eine Exzentrizität  $e \approx 1,25 \text{ m}$ . Nach 1055-6 hat dies noch keine zu berücksichtigenden Laststeigerungen zur Folge, da  $e < d/6$  ist. Hinzu kommt bei dem infrage stehenden Silo, daß  $h < 2d$  ist und somit Exzentrizitäten des Auslaufes nach 1055-6 grundsätzlich keine Druck erhöhungen bedingen. Auch nach EB ergibt sich mit  $e \approx 1,25 \text{ m}$  nur eine vernachlässigbare Druckänderung ( $\leq 5 \%$ ), so daß hier näherungsweise von Übereinstimmung der Drücke nach EB und 1055-6 ausgegangen werden kann.

Anlage 9.7 läßt erkennen, daß sich bei exakter Berücksichtigung der Empfehlungen von Löser über die Silohöhe stärkere Horizontaldrücke ergeben als nach der Bauwerksstatik. Im unteren Viertelpunkt beträgt die Abweichung ca. 40 %.

Der Fülldruck nach NE-11 ist nur wenig größer als nach 1055-6. Sofern die nach 1055-6 zulässige Abminderung des Entleerungsdruckes im Bereich von 1,2 d auf den Wert des Fülldruckes vorgenommen wird, gilt diese Aussage jedoch nur für den oberen Bereich des Silos.

### 9.5.3 Schnittgrößen

Der Horizontaldruck nach 1055-6 und EB ist bei zentrischer Schüttgutbewegung in jedem Höhenschnitt konstant, so daß er ausschließlich Ringzugkräfte zur Folge hat. Die nach den o. g. Lastannahmen ermittelten Druckordinaten in den Schnitten I bis III sind zusammen mit den entsprechenden Zugkräften und den im Versagenszustand nach Anlage 9.4 zusätzlich aufnehmbaren Biegemomenten in Anlage 9.9 angegeben.

Zwar sprechen sowohl die Schneckenentleerung an sich als auch die Tatsache, daß bei Schadenseintritt einige Förderschnecken nicht in Betrieb waren für ungleichmäßige Drücke zumindestens im Bereich unmittelbar über der Abzugsebene. Die Auswirkung auf die höher gelegenen Schnitte I und II ist jedoch sicher gering. Zur Abschätzung möglicher Auswirkungen einer durch geringe Lastumlagerungen bedingten Biegebeanspruchung sind in Anlage 9.9 auch die maximalen Biegemomente in Schnitt III angegeben, die sich bei einer Druckverteilung

$$p_h(\varphi) = p_h^0 (1 + \alpha \cdot \cos 2\varphi)$$

ergeben, wobei für  $\alpha = 0,03$  und  $p_h^0$  der jeweiligen Lastannahme entsprechend gewählt wurde.

### 9.6 Diskussion möglicher Schadensursachen

Im Augenblick der Schadensentstehung war das Silo nahezu gefüllt und es wurde laufend Zement zur Verpackungsanlage abgezogen. Unsicher ist, ob gleichzeitig auch heißer Zement von oben zugeführt wurde. Dieser Fall, der nach zahlreichen Versuchsergebnissen, abgesehen von außergewöhnlichen Gewölbebildungen etc., zu maximalen Betriebsdrücken im Silo führt, muß somit auch in Betracht gezogen werden. Während beim reinen Entleerungsvorgang durch Verminderung der Schüttguthöhe längerfristig eine Druckminderung eintritt, kann durch gleichzeitiges Zuführen von Zement der Druck u. U. sogar zunehmen. Bedingt durch Defekte an einigen Schnecken ergab sich weiterhin eine ungleichmäßige Schüttgutbewegung zumindestens im unteren Silobereich und somit entsprechende Druckschwankungen, die ungünstige Biegespannungen zur Folge haben können.

Demnach hat das Silo in einem Betriebszustand versagt, bei dem ein äußerst hoher Horizontaldruck vorherrschte. Es ist durchaus denkbar, daß es seit seiner Inbetriebnahme nie derart ungünstig beansprucht wurde, was das Versagen nach bereits 18-jähriger Nutzungsdauer erklären könnte.

Bei dem vergleichsweise hohen Füllgrad im Augenblick des Einsturzes hatte sich die Zwangbeanspruchung infolge eines Temperaturgradienten in den Schnitten II und III mit Sicherheit soweit abgebaut, daß sie für das Versagen dieser Schnitte von vernachlässigbarer Bedeutung war. Die Ursachen sind daher überwiegend in Schüttgutdrücken zu suchen.

Aus Anlage 9.9 läßt sich ablesen, welche Drücke als Schadensursache infrage kommen; sie müssen größer gewesen sein als für die Bemessung des Silos seinerzeit zugrunde gelegt worden war. Der Fülldruck nach 1055-6 reicht hier zur Schadensklärung aus. In den Schnitten I und II löst er unmittelbar das Fließen der Bewehrung aus und in Schnitt III genügt schon



eine minimale Ungleichmäßigkeit des Druckes, um das Versagen einzuleiten. Der vorliegende Schaden liefert somit keine Anhaltspunkte dafür, daß im Silo jemals größere Drücke wirkten als nach 1055-6 bei zentrischem Füllen. Da der Siloeinsturz bereits allein durch ein Versagen in Schnitt III erklärt werden kann ist auch denkbar, daß stets kleinere Drücke herrschten und daß durch die Schneckenausfälle hervorgerufene Druckschwankungen das Versagen einleiteten. Unterstellte man z. B. die Richtigkeit des Druckes nach Löser, so genügten bereits geringe Druckungleichmäßigkeiten ( $< 3 \%$ ) zur Erklärung des Versagens in Schnitt III.

#### 9.7 Zusammenfassung

Der Silo stürzte nach einer Nutzungsdauer von achtzehn Jahren in einem äußerst ungünstigen Betriebszustand ein: Er war weitgehend gefüllt und es wurde fortwährend Zement für die Verpackungsanlage abgezogen. Da einige Schnecken außer Betrieb waren, ergab sich im Silo örtlich eine exzentrische Schüttgutbewegung. Eventuell wurde zusätzlich von oben heißer Zement zugeführt. Es ist nicht auszuschließen, daß das Silo seit seiner Inbetriebnahme zum ersten Mal derart ungünstig betrieben wurde.

Zur Auslösung des Einsturzes reichten Horizontaldrücke in der Größe aus wie sie sich nach 1055-6 bei zentrischem Füllen ergeben. Da das Silo nur für eine wesentlich kleinere Belastung bemessen war (vgl. Anlage 9.7) ist der Siloschaden offenbar im wesentlichen in unzureichenden Lastannahmen aus Schüttgutdruck zu suchen. Durch einen Temperaturgradienten, dessen Auswirkung in der Statik nicht verfolgt wurde, lassen sich zwar Risse im Silomantel erklären; als Teilursache des Einsturzes ist die entsprechende Zwangbeanspruchung jedoch weitgehend ausschließbar, da bei Vollfüllung nur noch Auswirkungen im oberen Silobereich zu erwarten sind.

Die festgestellten Ausführungsmängel wie erhöhte Betondeckung, ungleichmäßige Bewehrungsabstände und Stoßlängen hätten zwar zu örtlichen Schäden Anlaß geben können. Nach Lage der Dinge kommen sie jedoch als Einsturzursache nicht infrage.

## 10. Schadensfall 7

### - Zementklinkersilo in Süddeutschland -

---

#### 10.1 Allgemeines

Das Silo wurde im Jahre 1930 ausschließlich für die Zwischenlagerung von Zementklinker geplant und seit seiner Fertigstellung im Jahre 1931 stets entsprechend genutzt. Es handelt sich um eine Kreiszyylinderzelle mit einer Kegelstumpfschale als oberem Abschluß. Beide Bauwerksteile bestehen aus Stahlbeton.

In Anlage 10.1 ist die Zelle mit ihren wesentlichen Abmessungen dargestellt. Sie weist einen Innendurchmesser  $\varnothing_1 = 16,00$  m auf, eine Wandstärke von planmäßig 35 cm und eine zur Schüttgutlagerung nutzbare Höhe von 19 m. Die Gesamthöhe zwischen OK Fundament und OK Kegelstumpfdach beträgt  $\sim 28$  m.

Der Abzug der Zementklinker erfolgte im hier interessierenden Zeitraum über 2 x 5 in den flachen Siloboden eingelassene Öffnungen in zwei Abzugskanäle. Eine vollständige Zellenentleerung war auf diesem Wege naturgemäß nicht möglich.

Das Klinkersilo ist auf einer durchgehenden Stahlbetonplatte flach gegründet.

#### 10.2 Hergang und Ausmaß des Schadens

Von seiner Inbetriebnahme im Jahre 1931 bis etwa zum Jahre 1965 wurde das Silo uneingeschränkt genutzt. Danach diente es aus betrieblichen Gründen nurmehr als "Puffer", wobei eine Vollfüllung als Ausnahmefall anzusehen ist.

Bei einer Werksbegehung im Jahre 1970 wurde außen auf der Silowand eine große Anzahl vertikalverlaufender Risse festgestellt, deren genauer Entstehungszeitpunkt unbekannt war. Durch einen hinzugezogenen Sachverständigen wurde angeordnet, den Silo bis zu seiner Instandsetzung nur zu maximal 60 % seines Fassungsvermögens auszunutzen.

Offenbar erst im Jahre 1978 wurde der Zustand des Silos für die beabsichtigte Instandsetzung genauer untersucht:

Der Abstand der Risse betrug außen auf der Silowand zwischen 60 und 80 cm. Die Rißbreiten erreichten i. a. 3 bis 5 mm; der Maximalwert lag bei etwa 8 mm. Die Risse besaßen eine Längenausdehnung von etwa 10 bis 15 m. Zum Siloboden und zur Dachschale hin liefen sie auf Null aus.

An der Innenseite der Silowand zeigten sich umlaufend Anbackungen von maximal 30 cm Dicke, so daß dort keine Risse festgestellt werden konnten. Die Anbackungen lassen sich u. U. auf von außen in den Silo eindringende Feuchte durch Trennrisse in der Wand erklären. Vermutlich ist daneben auch die Entwässerung des Gipsanteiles im heißen Zementklinker hierfür mit maßgebend; durch Kondensation im Bereich der vergleichsweise kühlen Außenwand kann eine Aushärtung des wandnahen Zementklinkers bzw. sein Anhaften an der Wand erfolgen.

Skizzen oder Fotos vom Schadensausmaß liegen nicht in auswertbarer Form vor. Sie lassen sich auch nicht mehr beschaffen, da der Silo inzwischen durch eine außen aufgetragene bewehrte Spritzbetonschicht wieder instandgesetzt wurde. Die inneren Anbackungen wurden dabei auf Grund ihrer relativen Gleichmäßigkeit vom hinzugezogenen Sachverständigen als für die Belastung der Silowände unbedenklich erachtet und deswegen nicht vor der Wiederinbetriebnahme beseitigt. Sie sind im übrigen geeignet, die Betonwände vor den in Klinkersilos oftmals auftretenden Erosionswirkungen des Schüttgutes zu schützen.

### 10.3 Angaben zu Bauausführung, Baugenauigkeit und Werkstoffen

Die Herstellung der Zelle erfolgte in Gleitbauweise. Über die Betongüte befinden sich weder in der statischen Berechnung noch auf den vorliegenden Bauwerksplänen irgendwelche Hinweise.

Auch im Rahmen der Vorbereitungsmaßnahmen für die beschriebene Instandsetzung wurde die Betongüte der Zylinderwand nicht überprüft. Weiterhin erfolgte auch keine stichprobenhafte Kontrolle

der Übereinstimmung von eingebauter und laut statischem Nachweis notwendiger Bewehrung. Hierauf wurde deshalb verzichtet, da die als überdehnt beurteilte Ringbewehrung für das sanierte Silo nicht mehr als tragend angesetzt werden sollte.

Am Bauwerk kontrolliert wurden nur die wesentlichen Abmessungen, soweit dies ohne zusätzliche Schwächung der Zylinderwand möglich war. Hierbei wurde weitestgehend Identität zwischen Planungsvorgaben und Ausführungswerten festgestellt.

#### 10.4 Tragfähigkeit der Silowand

Die sehr breiten Vertikalrisse weisen auf eine unzureichende Bewehrung in Ringrichtung hin. Es ist davon auszugehen, daß der Stahl zumindestens kurzzeitig bis zu seiner Streckgrenze beansprucht wurde. Durch den dabei zu erwartenden Ausfall des Haftverbundes zwischen Beton und glattem Bewehrungsstahl neben den Rissen ergibt sich eine zusätzliche Vergrößerung der Rißbreiten.

Für die Ermittlung der Wandtragfähigkeit in Ringrichtung wird mangels entsprechender Angaben zur Betongüte der früher für Ingenieurbauwerke i. a. verwendete B 300, d. h. B 25 nach DIN 1045 (Dez. 78) angenommen. Weiterhin wird unterstellt, daß die Betonstahlbewehrung entsprechend den Angaben in der Bauwerksstatik ordnungsgemäß und mit hinreichenden Stoßlängen und Haken verlegt wurde. Nach einer Skizze in der Statik liegt die gesamte Bewehrung konzentriert in der Wandachse (Anlage 10.2).

Da sich die Risse sowohl über einen großen Bereich der Zylinderhöhe als auch weitgehend gleichmäßig auf den Umfang verteilt erstreckten, ist auszuschließen, daß der Schaden auf eine örtlich begrenzte Lastkonzentration zurückgeht. Vielmehr weist alles darauf hin, daß in einem ausgedehnten Bereich der Silohöhe durch annähernd gleichzeitig aufgetretene und in Umfangsrichtung gleichmäßige Beanspruchung die

Tragfähigkeit in Ringrichtung weitgehend erschöpft war.

Zur Ergründung der schadensauslösenden Schnittgrößen ist das Tragvermögen der Schale in einem größerem Höhenbereich zu untersuchen; hierzu wird die Tragfähigkeit bei kombinierter Beanspruchung aus Biegung und Längskraft in den Viertelpunkten der Höhe bestimmt. Anlage 10.3 zeigt die Grenzbeanspruchungslinien dieser Querschnitte für den Rißzustand und den definierten Versagenszustand nach DIN 1045. Die Rißgrenzlinie wurde aus den Sonderfällen "reiner Zug" und "reine Biegung" abgeleitet (Anlage 10.4).

Aus Anlage 10.3 ist unmittelbar abzulesen, daß in den Schnitten I und II die Rißtragfähigkeit größer ist als die Tragfähigkeit bei Fließen der Bewehrung. Sofern dort Risse z. B. durch Ringzugkräfte aus Schüttgutdruck entstanden wären, hätte dies möglicherweise zum Einsturz geführt.

#### 10.5 Beanspruchungen der Silowand

##### 10.5.1 Lastfall Temperatur

Infolge der i. a. sehr hohen Einfülltemperatur der frischgebrannten Zementklinker treten insbesondere bei geringen Außentemperaturen im Winter, wenn das Zementwerk auf Vorrat produziert, hohe Zwangbeanspruchungen der Zylinderwand infolge eines Temperaturgefälles in der Wand auf. In der Bauwerksstatik wurde auf die Berücksichtigung dieses Lastfalles verzichtet, obwohl keinerlei Wärmedämm-Maßnahmen dies rechtfertigten.

Die Temperatur der Klinker beim Einlagern ist naturgemäß von verschiedensten Einflüssen abhängig, wie z. B. der Ofenkonstruktion, der Art und Wirksamkeit dem Ofen nachgeschalteter Kühleinrichtungen und der Länge der Transportwege zwischen Ofen bzw. Kühler und Einfüllöffnung; somit ist sie bei unterschiedlichen Anlagen verschieden. Mangels Kenntnis entsprechender Einzelheiten oder Meßwerte kann für das

hier infrage stehende Silo die Einfülltemperatur nur vergleichsweise grob in Anlehnung an entsprechende Hinweise in der Fachliteratur gewählt werden. Die danach anzusetzenden Werte streuen erwartungsgemäß erheblich.

Pieper, Martens, Kroll und Wagner [69] empfehlen für die statische Berechnung eine Maximaltemperatur der zugeführten Klinker und des darüber befindlichen Luftraumes von 100°C anzunehmen. Peter und Lochner [63] berichten dagegen über Messungen von Klischat, wobei bei Klinkereinfülltemperaturen zwischen 130° und 180°C die Lufttemperatur im Silo in einem ca. 40-tägigen Beobachtungszeitraum zwischen 75 und 162°C betrug. Gstatenbauer [40] gibt maximale Einfülltemperaturen von 250°C und Abzugstemperaturen von maximal 145°C an. Haspel und Gerok [45] beobachteten Klinkereinfülltemperaturen bis 300°C.

Für die Berechnung werden - eher auf der unsicheren Seite liegend - Klinkereinfüll- und Lufttemperatur in Anlehnung an [69] zu 100°C gewählt. Der hieraus bei niedriger Temperatur der Außenluft ( -10°C) ableitbare Temperaturgradient in der Wand ( $\Delta T \approx 55^\circ\text{C}$ ) und die entsprechenden Zwangsmomente sind in Anlage 10.5 ermittelt. Im ungerissenen Zustand I ergibt sich danach ein maximales Biegemoment  $M_{\Delta T}^I \approx 210 \text{ kNm/m}$ , welches eindeutig über dem Reißmoment  $M_R \approx 81 \text{ kNm/m}$  (Anlage 10.3) liegt; so daß es allein zur Erklärung von Längsrissen ausreicht. Durch den Steifigkeitsverlust mit eintretender Reißbildung stellt sich nach [30] ein Biegemoment  $M_{\Delta T}^{II} \approx 55 \text{ kNm/m}$  ein.

Bei der Abschätzung der maximalen Wandbeanspruchung unter Einbeziehung des Temperaturzwangmomentes ist zu berücksichtigen, daß sich der mit der Wand in Kontakt stehende Zementklinker durch Wärmeabgabe an die Wand vergleichsweise rasch abkühlt und durch seine schlechte Wärmeleitfähigkeit einen Wärmenachstrom aus dem Siloinnern behindert. Somit vermindert sich auch die Temperatur der Wandinnenseite mit zunehmendem Füllvorgang wieder und eine gleichzeitige Wirkung von maximalem

Schüttgutdruck und nennenswerter Temperaturbeanspruchung kommt demzufolge nur im oberen Bereich des Silos zustande.

Im Luftraum über der Schüttgutoberfläche können bei hohem Füllgrad wegen der dort nur begrenzt zur Wärmeableitung zur Verfügung stehenden freien Wandoberfläche sowohl Luft- als auch Wandtemperaturen längeranhaltend die Temperatur des Klinkers erreichen, sofern nicht durch geeignete Maßnahmen die erwärmte Luft ständig gegen Außenluft ausgetauscht wird.

#### 10.5.2 Lastfall Schüttgutdruck

In der Bauwerksstatik wurde als horizontal wirkender Druck der bei nachgiebigen Stützwänden in der Bodenmechanik verwendete "aktive Eddruck" angesetzt, wobei die Wichte  $\gamma$  zu  $10 \text{ kN/m}^3$  und der Horizontaldruckbeiwert  $\lambda_a$  zu  $0,29$  angenommen wurde.

Nach DIN 1055, Blatt 1 (März 1963) ist einheitlich für Zement- und Zementklinker  $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$  und ein innerer Reibungswinkel  $\varphi = 20^\circ$  in die Berechnung aufzunehmen. Pieper, Martens, Kroll und Wagner [69] weisen jedoch darauf hin, daß diese Werte für Zementklinker deutlich zu ungünstig sind. Nach ihren Meßergebnissen wäre zutreffender  $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$  und  $\varphi = 36^\circ$  anzusetzen, und zwar unabhängig davon ob Lepol- oder Schwebegasklinker einzulagern sind. Für die Ermittlung des Fülldruckes sind ihrer Ansicht nach unabhängig vom Herstellungsprozeß identische Horizontaldruckbeiwerte  $\lambda_f$  und nur geringfügig abweichende Wandreibungswerte  $\mu_f$  heranzuziehen. Beim Entleerungsvorgang beobachteten sie dagegen hinsichtlich  $\lambda_e$  und  $\mu_e$  einen deutlichen Einfluß der Klinkerart. Sie heben hervor, daß bei der Bemessung von Silos für Schwebegasklinker stets zusätzlich mit einem Stoßfaktor  $f \leq 1,4$  zur Berücksichtigung der in Versuchen beobachteten Schlagwirkung zu rechnen ist. Das Schlagen führen sie auf das Einstürzen sich ständig wieder bildender innerer Gewölbe zurück.



Bei dem hier infrage stehenden Silo wurden jedoch bisher ausschließlich Lepolklinker eingelagert, die nach allgemeiner Auffassung keine besonderen dynamischen Lastwirkungen zeigen.

In DIN 1055, Bl. 1 (Juli 78) wird für Zementklinker unabhängig vom Herstellungsprozeß  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$  und  $\varphi = 36^\circ$  angegeben. Auch nach dem letzten Entwurf der Neufassung der Silonorm (NE-19) ist  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$  bei Siloberechnungen zugrundezulegen; der innere Reibungswinkel wird dort allerdings mit  $\varphi = 33^\circ$  angenommen.

Die Art und Weise des Schüttgutabzuges ermöglicht keine vollständige Leerung des Silos; es verbleiben beidseitig der Abzugskanäle Bereiche mit Schüttgut, deren Oberflächen etwa im Winkel der inneren Reibung geneigt zwischen Silowand und Auslauföffnungen verlaufen. Bei  $\varphi = 36^\circ$  entsprechend 1055-1 (Juli 78) erreichen diese Schüttgutreste an der Silohöhe eine Höhe von etwa 4 m, wodurch sich der im Hinblick auf eine Druckermittlung als zylindrisch ansetzbare Silobereich von ca. 21 m bei eingeebnetem Kegel an der Schüttgutoberfläche auf ca. 17 m reduziert und somit mit dem Silodurchmesser näherungsweise übereinstimmt. Bei diesem geometrischen Verhältnis ist es auch nach Peter und Lochner [63] noch gerechtfertigt, zur Druckermittlung die Silotheorie mit der im Gleichgewichtsansatz enthaltenen Wandreibungskomponente heranzuziehen. Die genannten Autoren bezeichnen die maximale Schüttguthöhe bei eingeebnetem Schüttgutkegel einschließlich der Höhe des nicht entleerbaren Totraumes mit max. H und empfehlen ab einem Verhältnis  $\max H/\varnothing_{Si} \leq 1,0$  die Horizontalbelastung mit Erddruckansätzen zu ermitteln. Dabei kann der geringere Horizontaldrucke bewirkende rotationssymmetrische Lastkörper im Vergleich zum ebenen Fall berücksichtigt werden. Im vorliegenden Fall beträgt  $\max H/\varnothing = 1,3 > 1,0$ .

In Anlage 10.6 sind die Drucklinien nach verschiedenen Berechnungsgrundlagen einander gegenübergestellt; die den einzelnen Linien zugrunde liegenden Kennwerte und Annahmen enthält Anlage 10.7. Obwohl die zeitweilige Verstopfung einzelner Entleerungsöffnungen praktisch nicht auszuschließen ist, wird wegen der vergleichsweise großen Anzahl an Entleerungsöffnungen und der geringen Exzentrizität ihrer Lage ( $e \leq d/6$ ) in Anlehnung an 1055-6 ein weitgehend zentrisches Entleeren unterstellt.

Der Vergleich der Drucklinien zeigt erwartungsgemäß, daß sich mit den Kennwerten für  $\gamma$  und  $\varphi$  nach 1055-1 (Juli 1978) insgesamt geringere Horizontaldrücke ergeben als nach der zuvor gültigen Fassung dieser Norm. Auf der Grundlage von NE-11 ergeben sich für den Füllzustand etwa gleiche Drücke wie nach 1055-6 und 1055-1 (Juli 78); der für die Bemessung maßgebende Entleerungsdruck ist dagegen nach NE-11 in den oberen zwei Dritteln des Silos vergleichsweise deutlich geringer als nach derzeit gültiger Silonorm. Die mit den Kennwerten nach Pieper [69] ermittelte Drucklinie beim Entleeren weist geringere Abszissen auf als die Fülldrucklinien nach 1055-6 und nach NE-11. Die der Bemessung des Silos zugrunde liegenden Drücke sind im übrigen erheblich geringer als nach alter und neuer Silovorschrift oder nach [69] .

Die Abszissen der Drucklinien in den Viertelpunkten der Höhe sind in Anlage 10.8 vergleichend gegenübergestellt. Bei den maßgebenden Entleerungsdrücken beträgt der Unterschied zwischen Horizontaldruck nach Bauwerksstatik und dem nach 1055-6 mit Kennwerten nach 1055-1 (Juli 78) zwischen 330 % in Schnitt I und 110 % in Schnitt III. In Schnitt III ergibt sich durch die Lastabtragungsmöglichkeit in vertikaler Richtung eine geringere Beanspruchung in Ringrichtung als in Schnitt II.

Da der Sicherheitsabstand zwischen Gebrauchs- und Fließzustand in der Bauwerksstatik den Faktor 1,83 entspricht, ließe sich mit den Drücken bzw. Ringzugkräften nach 1055-6 sogar ein Siloeinsturz erklären. Da dieser nicht eintrat und es bei breiten Rissen blieb, ist davon auszugehen, daß tatsächlich geringere Drücke als nach aktueller Silovorschrift aufgetreten sind.

#### 10.6 Diskussion möglicher Schadensursachen

Die Silowand ist in der Lage, ein Biegemoment  $M_R \approx 80 \text{ kNm/m}$  aufzunehmen bevor sie reißt. Da  $\max M_{\Delta T}^I \approx 210 \text{ kNm/m}$  beträgt (Anlage 10.5) lassen sich Vertikalrisse bereits allein durch Temperaturzwang erklären. Aus Anlage 10.3 ist zu ersehen, daß etwa ab Schnitt I und darüber auch das Moment  $\max M_{\Delta T}^{II} = 55 \text{ kNm/m}$  nicht mehr aufgenommen werden kann, ohne daß die Streckgrenze der Bewehrung überschritten wird. Somit ließen sich im oberen Viertel des Silos auch breite Risse allein auf Temperaturzwang zurückführen.

In den Schnitten II und III kann dagegen  $\max M_{\Delta T}^{II}$  aufgenommen werden; wenn dort maximaler Schüttgutdruck auftritt, hat sich sicher das Temperaturgefälle in der Wand so weit abgebaut, daß sein Einfluß zu vernachlässigen ist. Somit ist für die Schnitte II und III die Schadensursache überwiegend in Lastschnittgrößen zu suchen.

Für eine Abschätzung der Größe der möglicherweise schadensauslösenden Drücke sind in Anlage 10.9 die sich bei Annahme rotationssymmetrischen Druckes einstellenden Ringzugkräfte (Anlage 10.8) den Tragfähigkeitsgrenzlinien für die Untersuchungshorizonte getrennt gegenübergestellt. Hiernach führt in Schnitt I auch ein Horizontaldruck entsprechend Bauwerksstatik zusammen mit einem dort nicht auszuschließendem Zwangsmoment  $\approx 0,3 \cdot \max M_{\Delta T}^{II}$  zum Fließen der Bewehrung. In den Schnitten II und III wäre bei dieser Drucklinie jedoch ein entsprechend größeres Biegemoment erforderlich, welches überwiegend

in nicht rotationssymmetrisch angreifenden Horizontaldrücken seine Ursache haben müßte. Bei dem vorliegenden Abzugsmechanismus ist jedoch eher zu erwarten, daß ein stärkerer näherungsweise rotationssymmetrischer Horizontaldruck wirkte als in der Statik angenommen wurde. Dieser erreichte jedoch nicht einen Wert entsprechend den Silovorschriften 1055-6 und EB für zentrisches Füllen, da dies vermutlich einen vorzeitigen Kollaps zur Folge gehabt hätte. Allenfalls könnten in Schnitt II kurzzeitig Drücke aufgetreten sein, die etwa die in Anlehnung an Pieper[69] ermittelten Werte erreichten.

#### 10.7 Zusammenfassung

Etwa 29 Jahre nach seiner Inbetriebnahme im Jahre 1931 wurden außen auf der Wand des Klinkersilos klaffende Vertikalrisse festgestellt. In dieser Zeit diente das Silo als sogenannter Puffer, d. h. es war in der Regel weitgehend leer und wurde nur eingesetzt, wenn der Klinker nicht sofort weiter verarbeitet werden konnte, das z. B. im Winter der Fall ist, wenn weniger Zement verkauft werden kann als produziert wird. Eine Vollfüllung des Silos ist dabei als Ausnahmefall anzusehen, wobei sich gegebenenfalls nachteilig auswirkt, daß der Silo ohne Unterbrechung mit heißen Klinkern gefüllt wird und u. U. gleichzeitig Klinker zum Mahlen in die Mühle abgezogen werden. Nach allgemeiner Auffassung ist bei solch einem vergleichsweise selteneren Betriebsablauf mit maximalen Silodrücken und größeren Zwangwirkungen zu rechnen. Insofern könnten diese Zusammenhänge der Grund für das späte Eintreten des Schadens sein.

Wegen der vergleichsweise großen Temperaturzwangbeanspruchung im Zustand I ist mit Sicherheit davon auszugehen, daß der Silo bereits lange Zeit zuvor Risse aufwies, welche jedoch offenbar unbedenklich erschienen.

Die nach der Siloentleerung an der Wand festgestellte Zementklinkerschicht von 30 cm Dicke spricht dafür, daß seit längerer Zeit Feuchtigkeit von außen durch die Risse ins Silo eindringen konnte.

Die klaffenden Risse mit Rißbreiten  $\leq 8$  mm weisen auf plastische Verformungen des Bewehrungsstahls hin. Zumindestens kurzzeitig muß er bis zur Streckgrenze beansprucht worden sein. Nur ein vergleichsweise geringer Teil der Rißbreite geht auf elastische Verformungen zurück, wobei örtlich von einer Störung des Haftverbundes zwischen glattem Stahl und Beton auszugehen ist.

Unterstellt man eine planmäßige Ausführung und Bewehrung des Silos, so können höchstens Drücke aufgetreten sein, wie sie sich nach Pieper [69] für zentrisches Entleeren ergeben. Die entsprechenden Drücke nach 1055-6 bzw. EB sind dagegen als Schadensursache weitgehend auszuschließen. Sie hätten mit Sicherheit in der oberen Silohälfte zum Wandbruch geführt.

## 11. Schadensfall 8

### - Zementklinkersilos in Süddeutschland -

#### 11.1 Allgemeines

Die fünf nebeneinander stehenden Silos gleicher Bauart stellen sich nach ihrem äußeren Erscheinungsbild als Kreiszylinderzellen dar. Zum Abzug des eingelagerten Schüttgutes sind in ihrem unteren Bereich jeweils Kegelstumpfschalen integriert, welche - auflagernd auf einem Wandvorsprung der Zylinderschalen - eine zentrische Entleerung der Silos sicherstellen.

In Anlage 11.1 sind die aus Stahlbeton bestehenden Zellen mit ihren wesentlichen Abmessungen und Einzelheiten dargestellt. Ihr lichter Durchmesser beträgt in dem für die Lagerung nutzbaren zylindrischen Bereich 9,00 m bei einer Wandstärke von 20 cm. Die Höhe des Lagerraumes umfaßt einschließlich der Auslauftrichter 27 m, wobei bei einem Silo die Trichterhöhe 8,10 m und bei den übrigen 5,55 m beträgt.

Alle fünf Zellen wurden im Jahre 1962 gebaut und 1963 in Betrieb genommen. Sie wurden sowohl für die Lagerung von Zementklinker als auch für die von Gips projektiert. Später wurde jedoch ausschließlich Silo 1 zur Lagerung von Gips benutzt. Die Auslauftrichter der Zellen 2 bis 5 sind mit einer 3 cm dicken Schicht aus Schmelzbasalt gegen Verschleißwirkungen geschützt.

Die Silos stehen auf tiefgegründeten Fundamentringen.

#### 11.2 Hergang und Ausmaß des Schadens

Zu Anfang des Jahres 1970 wurde das ehemals mit Planung und Statikaufstellung beauftragte Ingenieurbüro von Seiten des Anlagenbetreibers aufgefordert, an den Silos 2 bis 4 aufgetretene Mängel und Schäden vor Ort in Augenschein zu nehmen und zu den Ursachen Stellung zu beziehen.

Bei der stichprobenartig durchgeführten Schadensaufnahme am Silo wurden zunächst vertikale Furchen auf der Innenfläche der Silowand festgestellt. Sie wiesen einen regelmäßigen Abstand von etwa 2,0 m und eine Breite von 10 cm bei einer Tiefe von etwa 3 - 4 cm auf und konnten eindeutig auf oberhalb des Wandvorsprunges in die Innenschalung eingelegte Paßbretter zurückgeführt werden. Auf der ganzen Silohöhe war ferner umlaufend eine starke Abnutzung der Oberfläche erkennbar; z.T. war die Ringbewehrung bereits an der Wandoberfläche zu erkennen. Als Ursache dieser Erosion wurde ein Schleifvorgang durch das sehr harte Klinkermaterial erkannt, welches in seiner äußeren Form einem Grobsplitt ähnlich ist. Schließlich fiel an der Innenseite der Silowand eine besonders starke Vertikalrißbildung auf. Oberhalb der Trichter verlaufen die Risse in einem Abstand von ca. 2,0 m etwa in der Mitte der vorstehend genannten Furchen. Weiter nach oben verdoppelt sich die Rißanzahl und der Rißabstand beträgt demzufolge nur noch etwa 1,0 m. Noch weiter nach oben, etwa in der Mitte des zur Lagerung nutzbaren zylindrischen Siloteils vergrößert sich die Zahl der Risse weiter und der Rißabstand liegt zwischen 20 und 50 cm. Die Rißbreiten betrugen maximal 0,5 mm; genaue Angaben darüber, wo diese erhöhten Rißbreiten auftraten, liegen nicht vor. Vereinzelt wurden auch waagerechte Risse bemerkt, jedoch in wesentlich geringerer Häufigkeit als die senkrechten.

Außen auf der Silowand waren vom Boden aus mit bloßem Auge ebenfalls Risse zu erkennen; ihr Ausmaß lag jedoch deutlich unter dem an der Wandinnenseite festgestellten Schädigungsgrad.

Über den genauen Zeitpunkt der Entstehung der Risse ist nichts bekannt.

### 11.3 Angaben zu Bauausführung, Baugenauigkeit und Werkstoffen

Die Herstellung der Kreiszylinderschalen erfolgte in Gleitbauweise. Die Abzugstrichter wurden nachträglich örtlich eingeschalt und betoniert. Für beide Konstruktionselemente war planmäßig eine Betongüte B300, d.h. B25 nach DIN 1045 (Dez. 1978) vorgesehen.

Nach der Schadensfeststellung zu Anfang des Jahres 1970 wurden aus der Zylinderwand von Silo 4, ca. 11,0 m über OK Fundament, zwei Bohrkerne für Betonuntersuchungen entnommen. Ermittelt wurde eine Druckfestigkeit von 22,2 bis 32,5 N/mm<sup>2</sup>, d.h. die Betonfestigkeit streute nicht unerheblich und der planmäßige Sollwert wurde nicht überall erreicht. Die Rohdichte der bei 105°C getrockneten Betonproben betrug 2,1 kg/cm<sup>3</sup>. Das Gefüge des Betons war sehr mörtelreich und der Feinmörtel augenscheinlich porös; offenbar ist der Beton mit hohem Wassergehalt erstellt worden. Die Karbonatisierungstiefe an der äußeren Wandoberfläche wurde mittels Phenolphthalein zu 8 - 10 mm ermittelt.

Die Übereinstimmung der Bauwerksabmessungen mit den Planvorgaben wurde nicht überprüft. Unbekannt ist auch , ob und wie weit die eingebaute Bewehrung hinsichtlich Durchmesser und Abstand mit der laut Bewehrungsplan notwendigen Bewehrung übereinstimmt.

Wie aus dem Bewehrungsplan zu ersehen ist, liegt die statisch notwendige Bewehrung überwiegend in der äußeren Bewehrungslage. Entsprechend dem zum Siloauslauf zunehmenden Horizontaldruck aus dem Schüttgut vermindert sich der Abstand der Bewehrungsstäbe III Ø 12 von 17 auf 6,7 cm. Die innere Bewehrungslage in Ringrichtung beträgt auf ganzer Höhe oberhalb des Trichterauslaufes III Ø 8, s = 20 cm. Die planmäßige Ringbewehrung ist in Anlage 11.2 angegeben.



Als Mindestübergreifungslänge für III  $\emptyset$  12 bzw. III  $\emptyset$  8 weisen die Pläne 90 bzw. 60 cm aus. Gemäß Angabe auf dem Bewehrungsplan waren die Stöße jedes Horizontalringes um ca. 1,20 m gegeneinander zu versetzen. Leitet man hieraus ungünstig einen Anteil der ohne Längsversatz gestoßenen Stäbe zwischen 20 und 50 % ab, so ergibt sich für einen Verbundbereich II nach DIN 1045 bei B25 und BSt 420/500 R eine erforderliche Stoßlänge  $l_u = 84$  cm für  $\emptyset$  12 und  $l_u = 57$  cm für  $\emptyset$  8. Die in der Bewehrungszeichnung vorgegebenen Mindestwerte sind demnach als hinreichend anzusehen.

#### 11.4 Tragfähigkeit der Zylinderschale

Wegen der überwiegenden Rißbildung in Vertikalrichtung wird nachfolgend nur die Tragfähigkeit in Ringrichtung untersucht. Es wird dabei unterstellt, daß die Bewehrung weitgehend plan-entsprechend verlegt wurde und die Betongüte im Mittel dem Sollwert B25 entspricht.

Bei der vorgegebenen Silokonstruktion mit zentrischer Abzugsöffnung, dem verhältnismäßig gleichmäßigen Rißabstand und der augenscheinlich gleichmäßigen Erosionseinwirkung durch Schüttgutbewegung ist mit großer Sicherheit davon auszugehen, daß nicht-rotationssymmetrisch wirkende Horizontal-drücke bzw. entsprechende Biegebeanspruchungen keinen besonderen Einfluß auf die Rißbildung hatten, als Ursache kommen überwiegend Ringzugkräfte aus rotationssymmetrischen Drücken sowie Biegebeanspruchungen aus Temperaturzwang in Betracht.

Wegen der Störung des Membranspannungszustandes im Zylinder im Bereich des Trichterauflagers wurde zur Vermeidung unnötigen Rechenaufwandes die Ermittlung der Tragfähigkeit auf Schnitte

außerhalb dieses Einflußbereiches beschränkt. Als kennzeichnend anzusehen sind die Schnitte I und II (Anlage 11.2), welche sich in etwa halber Zylinderhöhe bzw. etwa im unteren Viertelpunkt befinden. Die zugehörigen Grenzlinien M/N im definierten Versagenszustand und im Gebrauchszustand sind in Anlage 11.3 niedergelegt. Dort angegeben ist auch die Rißgrenzlinie, welche aus den Beanspruchungszuständen "reiner Zug" und "reine Biegung" in Anlage 11.4 ermittelt wurde.

Da beim Übergang zum Bruchzustand die Zwangswirkung infolge Temperaturgradient weiter abnimmt und schließlich von vernachlässigbarer Größenordnung ist, ist ein vollständiges Versagen der Wand überwiegend auf Ringzugkräfte infolge rotationssymmetrischen Druckes zurückzuführen. Damit kommt der Tragfähigkeit der Gesamtbewehrung im Fließzustand (Anlage 11.2) besondere Bedeutung zu.

## 11.5 Beanspruchung der Silowand

### 11.5.1 Lastfall Temperatur

Entsprechend den Ausführungen in Abschnitt 10.5.1 wird auch hier, mangels genauerer Kenntnis der Klinkereinfülltemperatur, ein Maximalwert von etwa  $100^{\circ}\text{C}$  entsprechend [69] unterstellt. Die Lufttemperatur oberhalb des Schüttgutes kann diesen Wert zumindestens bei hohem Ausnutzungsgrad des Silos ebenfalls erreichen.

Der mit dieser Annahme für eine Außenlufttemperatur  $T_a \approx -10^{\circ}\text{C}$  ermittelte Temperaturgradient in der Wand ( $\Delta T \approx 40^{\circ}\text{C}$ ) bewirkt nach Anlage 11.5 im ungerissenen Zustand  $\max M_{\Delta T}^I \approx 55 \text{ kNm/m}$  und im gerissenen Zustand  $\max M_{\Delta T}^{II} \approx 0,25 \cdot \max M_{\Delta T}^I \approx 14 \text{ kNm/m}$ . Die Gegenüberstellung mit dem wahrscheinlichen Rißmoment  $M_R \approx 30 \text{ kNm/m}$  zeigt, daß die von außen erkennbaren Risse durch Temperaturzwang erklärt werden können. Die insbesondere innen aufgefallenen Risse stehen dazu jedoch eher im Gegensatz, da durch das angenommene Temperaturgefälle dort Biegedruckspannungen entstehen.

### 11.5.2 Lastfall Schüttgutdruck

Der in den Zellen 2 bis 4 eingelagerte Zementklinker wird im Schwebegas-Wärmetauscher hergestellt. Nach Angaben von Pieper, Martens u.a. [69] bewirkt dieser Klinker im Vergleich zum sog. Lepolklinker wesentlich höhere Horizontaldrücke beim Entleerungsvorgang. Sie entstehen insbesondere durch ein starkes Schlagen, zurückführbar auf das Einstürzen sich immer wieder neu bildender innerer Gewölbe. Das entsprechende in regelmäßigen Zeitabständen auftretende Geräusch ist auch bei den hier in Frage stehenden Silos zu vernehmen.

In der Bauwerksstatik wurde der Ansatz zur Bestimmung des Horizontaldruckes in Anlehnung an Angaben von Beyer [28] gewählt. Er entspricht dem von Janssen und Koenen. Als Wichte von Zementklinker wurde  $\gamma = 16,5 \text{ kN/m}^3$  zugrundegelegt. Der Winkel der inneren Reibung wurde mit  $\varphi = 30^\circ$  in die Berechnung eingeführt und hiermit der Horizontaldruckbeiwert zu  $\lambda_a = \text{tg}^2(45 - \varphi/2) = 0,333$  ermittelt. Der Wandreibungswinkel wurde mit  $\delta = 1/3 \varphi$  angenommen.

Die auf dieser Grundlage ermittelte Drucklinie der Bauwerksstatik ist in Anlage 11.6 jenen gegenübergestellt, die sich nach 1055-6 und NE-11 sowie nach [69] ergeben. Bei den vorliegenden Silokonstruktionen kann für die Druckermittlung zentrisches Füllen und Entleeren zugrundegelegt werden. Die den einzelnen Drucklinien zugrundeliegenden Schüttgutkennwerte und Rechenannahmen enthält Anlage 11.7.

Ein Vergleich der Drucklinien zeigt, daß in der Bauwerksstatik wesentlich geringere Druckwerte unterstellt wurden als sich nach den Silovorschriften oder nach [69] beim maßgebenden Entleerungsvorgang ergeben. Auffällig ist die bereichsweise vorhandene außerordentlich gute Übereinstimmung der Drucklinien für den Entleerungsvorgang nach derzeit gültiger Silonorm 1055-6 mit denen nach [69] und NE-11. Erst im unteren Viertel der Zylinderhöhe ergeben sich u.a. durch

die unterschiedliche Beurteilung der lastmindernden Wirkung des Zellenbodens nennenswerte Abweichungen.

Mit den Kennwerten  $\gamma$  und  $\varphi$  nach 1055-1 (März 1963) ergeben sich nach 1055-6 beim Entleeren bereichsweise um ca. 30% höhere Drücke als nach den aufgeführten aktuelleren Berechnungsempfehlungen. Pieper, Martens u.a. haben aufgrund eigener Untersuchungen den früher mit  $\varphi = 20^\circ$  eingeführten Winkel der inneren Reibung für Zementklinker allerdings als erwiesenermaßen falsch beurteilt, so daß danach das Auftreten von Horizontaldrücken entsprechend dieser Annahme wenig wahrscheinlich erscheint.

In Anlage 11.6 sind auch die Drucklinien aufgetragen, die die planmäßig vorhandene äußere Bewehrungslage und die Gesamtbewehrung bei Ausnutzung bis zur Fließgrenze aufzunehmen vermögen. Voraussetzung ist dabei, daß der Horizontaldruck in jedem Höhenschnitt einen konstanten Wert aufweist.

Es ist unmittelbar zu erkennen, daß die Gesamtbewehrung auch die als unwahrscheinlich beurteilten Drücke nach 1055-6 mit Kennwerten  $\gamma$  und  $\varphi$  nach 1055-1 (März 1963) aufnehmen kann, ohne daß ein Versagen zu befürchten ist. Selbst ohne Mitwirkung der inneren Bewehrungslage wäre der Sicherheitsabstand noch  $> 1,0$ ; ein vollständiger Ausfall dieser Bewehrungslage ist aus dem Schadensbild jedoch keinesfalls abzuleiten.

Offenbar wurde die Bewehrung aus konstruktiven Gründen oder in Anbetracht möglicher Zwangwirkungen infolge eines Temperaturgradienten wesentlich stärker gewählt, als bei dem rechnerisch ermittelten Schüttgutdruck und einem Sicherheitsabstand  $\gamma = 1,75$  nach DIN 1045 notwendig war.

In Anlage 11.8 sind die in den untersuchten Schnitten I und II nach den verschiedenen Grundlagen ermittelten Horizontaldruckordinaten sowie die daraus für rotationssymmetrisch kon-

stanten Druck nach der "Faßformel" ( $Z = p_h \cdot r$ ) ableitbaren Ringzugkräfte angegeben. Dort aufgeführt ist wiederum die Traglast dieser Schnitte bei Ausnutzung der planmäßigen Bewehrung bis zur Streckgrenze. Danach beträgt der Sicherheitsabstand bei Auftreten der ungünstig ermittelten Drücke  $\nu \geq 1,28$  und gegenüber den Drücken entsprechend derzeit gültiger Silonorm  $\nu \geq 1,67$ .

#### 11.6 Diskussion möglicher Schadensursachen

Die an der Innenwandung der Zementklinkersilos aufgetretene Erosionswirkung wurde naturgemäß durch das eingelagerte besonders harte Schüttgut hervorgerufen. Durch die Massenfluß-Bewegung im Silo infolge der vergleichsweise steilen Abzugstrichter erfolgte eine ständige Scheuerbeanspruchung der Wände. Das Ausmaß der Zerstörungen an der Oberfläche fiel sicher durch die ungeeignete feinemörtelreiche Betonstruktur besonders stark aus.

Die festgestellten Risse auf der äußeren Wandoberfläche können auf eine Überlagerung von Temperaturzwang und Ringzugbeanspruchung infolge Schüttgutdruck zurückgeführt werden. Sie sind insbesondere im oberen Silobereich vom Boden aus augenscheinlich zu erkennen, da dort aus bereits erörterten Gründen ein besonders deutlicher Temperatureinfluß zu erwarten ist.

Die Risse auf der inneren Wandoberfläche sind dagegen allein auf Ringzugkräfte zurückzuführen. Hierauf weist insbesondere auch die Gleichmäßigkeit der Rißbildung in Umfangsrichtung hin.

Der Umstand, daß die Risse an der Innenseite deutlicher zu erkennen waren, bzw. eine größere Rißbreite aufweisen, hängt sicher mit der unterschiedlichen Aufteilung der Ringbewehrung auf die beiden Bewehrungslagen zusammen. In den vorstehend besonders untersuchten Schnitten I und II besteht die innere

Lage aus weniger als 15% der Gesamtbewehrung. Sie reicht nicht aus, um einen geringen Rißabstand mit kleinen Rißbreiten sicherzustellen, sondern führt zu größeren Rißabständen und breiteren Rissen. Am äußeren Rand liegen diesbezüglich entsprechend günstigere Voraussetzungen vor.

Hinzu kommt, daß durch den starken Abrieb der Betondeckung - die innere Bewehrungslage wurde bereichsweise vollständig freigelegt - die Verbundfestigkeit zwischen innerer Bewehrungslage und Beton sicher örtlich beeinträchtigt wurde, was ebenfalls größere Rißbreiten zur Folge hat.

Schließlich wurden durch die Erosion vermutlich auch die Rißflanken im oberflächennahen Bereich herausgebrochen, so daß die Risse keilförmig wirken und dadurch augenscheinlich auffälliger wurden.

Die Frage, ob hier eine Überbeanspruchung der Bewehrung aufgetreten ist, kann mit großer Sicherheit verneint werden. Rißbreiten von maximal 0,5 mm sind bei den vorgegebenen Verbundbedingungen der inneren Bewehrungslage durchaus zu erwarten. Die Klinkersilos 2 bis 5 haben bis zur Feststellung der Mängel und Schäden an der inneren Wandoberfläche standgehalten. Von außen waren, abgesehen von einigen offenbar wenig bedrohlich erscheinenden Rissen, keinerlei Schäden zu erkennen, obwohl hier aus Ringzugbeanspruchung und Temperaturbiegezwang eine größere Zugbeanspruchung des Betons vorlag als im Inneren. In den sieben Jahren seit der Inbetriebnahme haben die Silos mit Sicherheit alle denkbaren ungünstigen Lastgeschichten erlebt und waren hierfür offenbar hinreichend bemessen.

Aus Anlage 11.9 ist zu erkennen, daß die Horizontaldrücke bzw. die entsprechenden Ringzugkräfte nach allen vorstehend genannten Silovorschriften in den Schnitten I und II mit hinreichendem Sicherheitsabstand aufgenommen werden können, und zwar selbst dann, wenn gleichzeitig die Wirkung des Tempera-

turmomentes  $\max M_{\Delta T}^{II}$  unterstellt wird, was für die untersuchten Schnitte weitgehend auszuschließen ist.

### 11.7 Zusammenfassung

Sieben Jahre nach Inbetriebnahme wurden an vier zur Zementklinkerlagerung genutzten zylindrischen Silozellen Erosionserscheinungen an der inneren Wandoberfläche sowie Vertikalrisse festgestellt. Es ist davon auszugehen, daß die Silos bis zu diesem Zeitpunkt allen möglichen ungünstigen Beanspruchungen ausgesetzt waren. Sie haben dabei von außen keine signifikanten Mängel gezeigt und waren somit hinreichend bewehrt.

Der Sicherheitsabstand zwischen Zugtraglast der Wand und Ringzugkraft beim Entleeren nach derzeit gültiger Norm beträgt in der unteren Silohälfte  $\gamma \geq 1,67$ ; gegenüber einer Last nach NE-11 ergibt sich  $\gamma \geq 1,85$ . Die Drucklinien nach 1055-6 und NE-11 stehen in guter Übereinstimmung mit der Empfehlung von Pieper, Martens, u.a. [69], sofern der dort mit 1,2 bis 1,4 angegebene Faktor zur Berücksichtigung dynamischer Einflüsse bei Schwebegasklinker zu 1,4 gewählt wird.

Das vorliegende Schadensbild liefert keinen Anhalt dafür, daß eine Bemessung für Horizontaldrücke nach 1055-6 unzureichend gewesen wäre. Die besonders auffällige Rißbildung auf der inneren Wandoberfläche hängt sicher mit der dort verhältnismäßig schwachen Ringbewehrung zusammen. Diese war nicht in der Lage, kleine Rißabstände und -breiten sicherzustellen. Die überwiegend in der äußeren Bewehrungslage angeordnete Ringbewehrung hatte dort dagegen günstige Auswirkungen. Es ergaben sich Risse geringerer Breite, obgleich durch Temperaturzwang eine vergleichsweise größere Zugbeanspruchung auftreten konnte als am Innenrand.

Da keine Vorkehrungen getroffen waren, die Erosionserscheinungen im Siloinneren zu verhindern, z.B. durch Anordnung einer

besonderen Schutzschicht wie in den Trichtern, und da auch keine Überprüfungen in festliegenden Zeitabständen erfolgten, war es abschließend gesehen günstig, daß die Ringbewehrung überwiegend in der äußeren Lage konzentriert war. Wäre die Bewehrung z. B. zu je 50 % auf beiden Lagen verteilt gewesen, hätte durch Freilegung der inneren Lage infolge Erosion ein Ausfall dieser Bewehrung erfolgen können, was u. U. zum Einsturz hätte führen können.



## 12. Schadensfall 9

### - Zementsilo in Süddeutschland -

---

#### 12.1 Allgemeines

Der Bau des Silos erfolgte im Zeitraum Herbst 1959 bis Frühjahr 1960. Es war ausschließlich zur Lagerung von Zement bestimmt und wurde dementsprechend genutzt.

Anlage 12.1 zeigt das Bauwerk mit seinen wesentlichen Einzelheiten und Abmessungen. Es ist insgesamt etwa 26 m hoch, hat einen Innendurchmesser von 10,00 m und eine Wanddicke von 20 cm. Die zur Lagerung von Zement nutzbare Höhe des Silos beträgt etwa 23 m.

Die Oberfläche des Zellenbodens ist so geneigt, daß der Zement zu drei in parallelen Kanälen angeordneten Kettenförderern geleitet wird, welche das Schüttgut seitlich nach außen transportieren. Auf diese Weise kann das Silo vollständig entleert werden.

Etwa 4 m oberhalb der Kanäle ist eine Entnahmeöffnung zur unmittelbaren Beladung von Transportfahrzeugen ausgebildet. Sie liegt den Abzugsöffnungen der Kettenförderer gegenüber (Anlage 12.1). Vor dieser Öffnung befindet sich im Siloinneren eine Konsole, die den Zement in ihrer trogförmigen, geneigten Oberseite aufnimmt, so daß bei entsprechendem Füllstand der Zelle eine Entnahme in hinreichender Menge möglich ist.

Die Silozelle ist flach gegründet; der Untergrund wurde durch Bodenaustausch tragfähig gemacht.

## 12.2 Hergang und Ausmaß des Schadens

Im April 1975, d.h. fünfzehn Jahre nach der Inbetriebnahme des Silos wurden auf der äußeren Manteloberfläche Vertikal- und Horizontalrisse festgestellt. Nach vorliegenden Fotos und Skizzen entsprach das Rißbild etwa der Skizze in Anlage 12.2:

Die Horizontalrisse verliefen überwiegend um den gesamten Siloumfang, während eine geringe Häufung der Vertikalrißanzahl auf der Seite mit den Abzugsöffnungen der Kettenförderer zu erkennen war. Der Abstand der Vertikalrisse lag etwa zwischen 30 und 60 cm. Anhand der Fotos und örtlicher Überprüfung nach Augenschein kann die Rißbreite nur ungenau zu 0,1 bis 0,3 mm angegeben werden. Genauere Aufmessungen des Rißbildes auch im Hinblick auf maximale Rißbreiten liegen nicht vor.

Bei der Reinigung des Silos im Zusammenhang mit einer Überholung der Entleerungshilfen im Dezember 1975 wurden auf der inneren Wandoberfläche mehrere offenbar überwiegend horizontal verlaufende Kiesnestbereiche mit einer maximalen Tiefe von 50 mm vorgefunden. Es wurde nicht überprüft, ob die Kiesnester, welche möglicherweise auf Arbeitsunterbrechungen während der Bauarbeiten zurückzuführen sind, auf gleicher Höhe verlaufen, wie die außen erkennbaren Horizontalrisse.

Die die Kiesnester dokumentierenden Fotos zeigen keine Rißbildung vergleichbar jenen auf die Außenseite; dies kann u.U. mit einer Zusetzung der feinen Risse durch Zementstaub im Siloinneren in Zusammenhang stehen.

Über den Füllgrad des Silos zum Zeitpunkt der Rißentdeckung ist nichts genaues bekannt. Ebenso gibt es keine Unterlagen darüber, ob die Silowand zuvor regelmäßig nach Rissen abgesehen wurde. Es ist demzufolge auch möglich, daß die Risse eher zufällig, z.B. bei nasser Oberfläche, besonders ins Auge fielen, obgleich sie schon längere Zeit zuvor vorhanden waren.

Die Kiesnester und die Schlitzte im Bereich freigelegter Bewehrungsstäbe (vgl. Abschnitt 12.3) wurden mit Zementmörtel geschlossen. Eine Abdichtung der Risse oder eine Verstärkung des Silos wurde seitens der Firmenfachleute nicht für notwendig erachtet. Das Silo wird auch heute noch uneingeschränkt zur Zementlagerung genutzt.

### 12.3 Angaben zu Bauausführung, Baugenauigkeit und Werkstoffen

Die Herstellung des Silos erfolgte in Gleitschalung. Zur Formgebung der Bodenfläche in drei nebeneinander liegende Gräben mit dreieckförmigem Querschnitt wurde nachträglich unbewehrter Beton eingebracht. Als planmäßige Betongüte der Silowandung ist B 300, d. h. B25 nach DIN 1045 (Dez. 1978), in den Bewehrungsplänen angegeben. Die Bewehrung besteht aus Rippentorstahl BSt 420/500 R.

Bereits kurze Zeit nach der Rißerkennung wurden die äußeren Bewehrungslagen stichprobenartig einer Untersuchung unterzogen. Hierzu wurde bereichsweise entlang einiger Vertikal- und Horizontalrisse die Bewehrung durch Abstemmen der Betondeckung freigelegt. Dabei ergaben sich keinerlei Hinweise auf eine örtliche Überdehnung der Bewehrung am Riß oder eine Nachgiebigkeit des Verbundes mit dem angrenzenden Beton. Vielmehr zeigte sich, daß die Biegebewehrung offenbar in guter Übereinstimmung mit den Vorgaben auf der Bewehrungszeichnung verlegt worden war.

Auf den vorliegenden Fotos weist die Bewehrung z. T. eine leichte rostbraune Oberflächenfärbung auf. Da gleichzeitig ins Auge fällt, daß die Besprühung mit Phenolphthalein zu einer violetten Färbung des Betons im Bereich der geöffneten Risse geführt hat, ist davon auszugehen, daß der Flugrost erst nach dem Freilegen der Bewehrung aufgetreten ist, da der Beton noch hinreichend alkalisch reagierte und somit einen aktiven Korrosionsschutz sicherstellen konnte.

Eine Überprüfung der Betongüte wurde angesichts der günstig erscheinenden Betonfestigkeit und -struktur bei der Rißöffnung nicht für notwendig gehalten. Ebenso wurde auf eine Überprüfung der Übereinstimmung der Bauwerksabmessungen mit den entsprechenden Planvorgaben verzichtet.

Für die nachfolgenden Überlegungen zur Rißursache wird Identität zwischen Bauausführung und den Angaben auf Schal- und Bewehrungsplänen unterstellt:

Anlage 12.3 zeigt die Ringbewehrung des Silos nach Durchmesser, Abstand und Querschnitt. Weiterhin angegeben sind dort die Stoßlängen gemäß Bewehrungsplan. Die Bewehrungsstäbe in Ringrichtung sind überwiegend 12,0 m lang; die Übergreifungsstöße wurden um etwa halbe Stablänge gegeneinander versetzt. Der Anteil der ohne Versatz gestoßenen Stäbe beträgt demnach  $\leq 50\%$ . Ein Vergleich mit den unter diesen Randbedingungen nach DIN 1045 notwendigen Stoßlängen zeigt, daß die Übergreifungslängen der Stöße ausreichten, um selbst bei schlechteren Verbundverhältnissen (Bereich II) die Zugkräfte noch sicher zu übertragen.

Die Ringbewehrung wurde entsprechend vielfach üblicher Geflochtenheit zu etwa  $2/3$  in der äußeren und zu  $1/3$  in der inneren Bewehrungslage angeordnet.

#### 12.4 Tragfähigkeit der Zylinderschale

Nach dem vergleichsweise größeren Abstand der überwiegend umlaufenden Horizontalrisse und angesichts der Tatsache, daß im oberen Bereich des Silos keine - durch die geringere Wandlast zu erklärende - Rißhäufung festzustellen war, scheidet der Einfluß von Temperaturzwang als Hauptursache der Horizontalrisse aus.

Da außerdem auf der Silowandoberfläche keine erkennbaren, auf Überlastung in vertikaler Richtung hinweisende Beulen zu erkennen waren, liegt die Vermutung nahe, daß die Horizontalrisse überwiegend bereits vom Herstellungsprozeß herrühren und durch unmittelbare Nachbesserung zunächst weniger stark auffielen. Sie könnten z. B. durch Arbeitsstörungen beim Gleiten im Winter entstanden sein.

Auf Arbeitsfugen könnten auch die inneren Kiesnester hinweisen; dort wurden die nachgebesserten Stellen durch Einwirkung des Schüttgutes wieder abgetragen.

Somit wird nachfolgend nur die Tragfähigkeit in Ringrichtung untersucht. Da der Schwerpunkt des Rißbildes etwa 15 m über OK Fundament angesiedelt werden kann, soll dieser Schnitt I (Anlage 12.2) besonders untersucht werden.

Anlage 12.4 zeigt die Tragfähigkeitsgrenzlinien für den definierten Bruchzustand und den Gebrauchszustand nach DIN 1045. Ferner ist die Rißgrenzlinie angegeben, welche aus den Sonderfällen "reine Biegung" und "reiner Zug", ermittelt in Anlage 12.5, abgeleitet wurde. Es ist abzulesen, daß die Silowand bereits unter zulässiger Gebrauchslast gerissen sein kann. Die Risse als solche weisen jedoch keineswegs auf eine unzulässige Belastung des Silos hin.

## 12.5 Beanspruchungen der Silowand

### 12.5.1 Lastfall Temperatur

Die Beanspruchung der Silowand infolge eines Temperaturgradienten wurde in der Statik berücksichtigt. Es wurde ein Temperaturgefälle  $\Delta T = 30^{\circ}\text{C}$  angenommen und hieraus ein Zwangsmoment in horizontaler und vertikaler Richtung von 21 kNm/m im Zustand I abgeleitet und bei der Bemessung berücksichtigt.

Ausgehend von einer Zementtemperatur von ca.  $100^{\circ}\text{C}$  nach [69] ergibt sich bei Wärmeübergangsverhältnissen entsprechend 1055-6 und einer Außentemperatur von  $-10^{\circ}\text{C}$  ein Temperaturgradient  $\Delta T \approx 40^{\circ}\text{C}$ . Im ungerissenen Zustand I hätte dies ein Biegemoment  $M_{\Delta T}^{\text{I}} \approx 53 \text{ kNm/m}$  (Anlage 12.6) zur Folge. Da bereits bei  $M_R \approx 28 \text{ kNm/m}$  in der Wand Risse auftreten (vgl. Anlage 12.4) ist nach [30] näherungsweise von  $M_{\Delta T}^{\text{II}} \approx 14 \text{ kNm/m}$  auszugehen.

Der Einfluß eines Temperaturgradienten wurde demnach in der Bauwerksstatik auf der sicheren Seite liegend berücksichtigt. Da beim Übergang zum Versagenszustand durch hohe Ringzugkräfte das Zwangsmoment  $M_{\Delta T}^{\text{II}}$  weitgehend abgebaut wird, bedeutet die Bemessung für ein größeres Zwangsmoment in der Bauwerksstatik einen erhöhten Sicherheitsabstand gegen den Versagenszustand.

### 12.5.2 Lastfall Schüttgutdruck

Bei der Ermittlung des Horizontaldruckes für dieses Silo sind die beiden unterschiedlichen Vorrichtungen zur Schüttgutentnahme zu berücksichtigen:

Durch die Kettenförderer wird der Zement überwiegend dort entnommen, wo sie die größte Aufnahmefähigkeit besitzen, d.h. auf der den Abzugsöffnungen gegenüberliegenden Seite. Der Schüttgutstrom, der durch die vergleichsweise steilen Trichter sonst einem gleichmäßigen Massenfluß nahekäme, wird infolge der Abzugsart zur Silowand abgelenkt.

Auch die bereits erwähnte Abzugsöffnung für LKW-Beladung (Anlage 12.1) bewirkt eine gleichgerichtete Ablenkung des Schüttgutstromes aus dem Zentrum. Da eine gleichzeitige Entnahme durch beide Abzugsvorrichtungen möglich ist, wird in diesem Falle eine deutlich exzentrische Bewegung des Schüttgutes erfolgen, welche sich u.U. bis in den oberen Bereich des Silos auf Größe und Verteilung des Druckes auswirken kann.

In der Bauwerksstatik wurde den von der Symmetrie abweichenden Abzugsvorrichtungen bzw. -vorgängen keine druckbeeinflussenden Auswirkungen zugemessen. Die Druckermittlung erfolgte in Anlehnung an Löser [26], d.h. mit dem Ansatz nach Janssen und Koenen. Dabei wurde die Zementwichte mit  $\gamma = 12 \text{ kN/m}^3$ , der Reibungswinkel mit  $\varphi = 25^\circ$  und der Wandreibungswinkel mit  $\delta = \varphi/3$  angenommen.

Die Horizontaldrucklinie gemäß Bauwerksstatik ist in Anlage 12.7 jenen nach 1055-6, EB und NE-11 gegenübergestellt. Der Einfluß exzentrischen Entleerens auf die Größe des Horizontaldruckes nach 1055-6 und EB ist dort ebenfalls angegeben. Die den Drucklinien zugrundeliegenden Kennwerte und Annahmen enthält Anlage 12.8. Infolge nicht ausreichender Kenntnis über die Schüttgutbewegung innerhalb des infrage stehenden Silos kann die Exzentrizität nur vergleichsweise grob geschätzt werden.

Sie ist sicher größer als  $d/6$  und kleiner als  $d/2$  und wurde bei der Ermittlung der entsprechenden Drucklinien zu  $e \approx d/3$  angenommen.

Der Vergleich zeigt, daß die Drucklinie gemäß Bauwerksstatik erheblich geringere Werte ausweist als sich z. B. nach EB für exzentrisches Entleeren ergibt. Die Gegenüberstellung der letztgenannten Linien mit jener, die bei einer Stahlspannung  $\sigma_s = \beta_s$  gerade noch aufgenommen werden kann, läßt auf ganzer Höhe einen Sicherheitsabstand  $\gamma \geq 1,2$  erkennen.

In Anlage 12.9 sind die Druckabszissen nach den verschiedenen Berechnungsgrundlagen sowie die hieraus resultierenden Ringzugkräfte für den ausgewählten Untersuchungshorizont I angegeben und dem bei  $\sigma = \beta_s$  aufnehmbaren Wert gegenübergestellt. Danach liegt der Sicherheitsabstand bei Vernachlässigung von Temperaturzwang zwischen  $\gamma = 1,21$  und  $\gamma = 2,94$ .

Infolge des exzentrischen Abzuges des Schüttgutes sind sicher Abweichungen des Horizontaldruckes von der Rotationssymmetrie aufgetreten, die Biegespannungen in der Wand hervorrufen. Eine Abschätzung so bedingter Schnittgrößen und ihre Berücksichtigung bei der Bemessung ist im Rahmen von Siloberechnungen zu empfehlen. Für eine hier notwendige wirklichkeitsnahe Erfassung der aufgetretenen Silobeanspruchung wäre dagegen zumindest näherungsweise die Kenntnis der maximalen Druckverhältnisse im Horizontalschnitt notwendig. Durch die Überlagerung der Einflüsse zweier zu unterschiedlichen Zeiten betriebener Abzugsvorrichtungen ist ein solcher Einblick nur auf meßtechnischem Wege zu gewinnen und insofern hier ausgeschlossen. Angesichts der Tatsache, daß keine Formabweichungen des Silomantels zu erkennen sind und im Hinblick auf das eher gleichmäßige Rißbild, ist zu vermuten, daß Biegespannungen aus ungleichmäßigem Schüttgutdruck im Vergleich zu sonstigen Einwirkungen nur unerheblichen Anteil an der Rißentstehung haben.

## 12.6 Diskussion möglicher Schadensursachen

Nach den Untersuchungen am Bauwerk ist die Ringbewehrung nicht überdehnt worden und auch ein Nachgeben des Verbundes zwischen Beton und Stahl war nicht festzustellen. Die Struktur des Betons wirkte dicht und porenarm. Auch im Bereich der Risse war er noch voll alkalisch.

Aus Anlage 12.4 ist abzulesen, daß das Temperaturmoment  $\max M_{\Delta T}^I$  bei  $\Delta T = 40^\circ\text{C}$  als Rißursache ausreicht. Im Zusammenwirken mit dem Horizontaldruck gemäß Bauwerksstatik genügte bereits ein Temperaturgradient  $\Delta T = 15^\circ\text{C}$ . Dieser ist in Schnitt I trotz der zwischenzeitlichen Abkühlung bis zur Maximalfüllung nicht auszuschließen.

Ein Vergleich des bei Auslastung der Bewehrung bis zur Streckgrenze aufnehmbaren Druckes mit dem nach EB bei exzentrischem Schüttgutabzug zu erwartenden Wert führt auf einen Sicherheitsabstand  $\nu \geq 1,20$ , bzw. auf eine Stahlspannung  $\sigma_s = 350 \text{ N/mm}^2$ . In Anlage 12.10 wurde in Anlehnung an Leonhardt [24] der mittlere Rißabstand und der 90% Fraktilwert der Rißbreite für die Ausnutzungsgrade  $\sigma_s = \text{zul } \sigma = 240 \text{ MN/m}^2$  und  $\sigma_s = 350 \text{ MN/m}^2$  der Bewehrung bei reiner Zugbeanspruchung der Wand ermittelt. Der Einfluß von Biegezwang auf das Rißbild wurde somit vernachlässigt. Der Umstand, daß der rechnerisch ermittelte Rißabstand  $a_m \approx 30 \text{ cm}$  dem vorgefundenen Wert am Silo entspricht, läßt auf eine wirklichkeitsnahe Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit bzw. der Rißlast schließen. Die ermittelte Rißbreite von  $w_m = 0,2 \text{ mm}$  bei  $\sigma_s = 240 \text{ N/mm}^2$  und  $w_m = 0,4 \text{ mm}$  bei  $\sigma_s = 350 \text{ N/mm}^2$  sprechen wegen der größeren Übereinstimmung mit den Rißbreiten im Silo eher für eine Stahlspannung  $\sigma_s \approx 240 \text{ N/mm}^2$ . Die vorgefundenen Risse waren demnach bereits unter Gebrauchslast, d.h. bei einem Sicherheitsabstand  $\nu = 1,75$  zu erwarten. Zur Realisierung geringerer Rißbreiten hätte konstruktiv ein höherer Bewehrungsgrad angeordnet werden müssen.



Anhand der in Anlage 12.9 für Schnitt 1 angegebenen Sicherheitsbeiwerte  $\nu$  für unterschiedliche Druckannahmen wird deutlich, daß das Rißbild u.U. auf einen geringeren Füllgutdruck zurückgeht als sich nach NE-11 bei zentrischem Entleeren ( $\nu = 1,52 < 1,75$ ) ergibt.

Die Horizontalrisse sind überwiegend auf den Herstellungsprozeß zurückzuführen. Der Bau des Silos begann im Herbst und wurde im Frühjahr abgeschlossen. In dieser Zeit sind Arbeitsunterbrechungen durch ungünstige Wetterbedingungen denkbar. Die entstehenden Arbeitsfugen weisen - insbesondere dann, wenn vor der Wiederaufnahme der Gleitarbeiten keine entsprechende Vorbehandlung erfolgt -, eine geringere Zugfestigkeit im Vergleich zu monolithisch hergestelltem Beton auf. Auch durch Auftreten großer Gleitwiderstände können Horizontalrisse entstehen, die im Rahmen der üblichen Nachbehandlung zugerieben werden. Es verbleiben jedoch Schnitte mit vergleichsweise geringer Zugfestigkeit, die bei längerem Gebrauch durch Eigenspannungen, Zwang- aber auch Lastspannungen langfristig wieder reißen.

#### 12.7 Zusammenfassung

Die Entstehung von Horizontalrissen hängt vermutlich mit Mängeln der Bauausführung zusammen. Witterungs- oder verfahrensbedingte Arbeitsunterbrechungen beim Gleiten kommen als Ursache überwiegend in Frage.

Die aufgetretenen Vertikalrisse waren nach Abstand und Breite bei der vorhandenen Bewehrung bereits unter Gebrauchslast, d. h. bei einem Sicherheitsabstand  $\nu = 1,75$  zu erwarten.

Die festgestellten Risse liefern keine Anhaltspunkte dafür, daß höhere Drücke als nach 1055-6 bzw. EB bei zentrischem Entleeren aufgetreten sind. In dieser Lastannahme müssen dem-

zufolge im vorliegenden Falle Beanspruchungen aus Temperaturzwang und Biegung aus ungleichmäßigem Druck im Horizontalschnitt bereits berücksichtigt sein.

Da nach Prüfung der Alkalität mit Phenolphthalein offenbar auch im Bereich der Risse ein hinreichender Korrosionsschutz besteht, stellen die Risse nur einen optischen Mangel und keinen Schaden dar, so daß mit Recht bisher auf eine Instandsetzung verzichtet wurde.

### 13. Schadensfall 10

#### - Drei Zementsilos im Ausland -

---

##### 13.1 Allgemeines

Die drei gleichartig konstruierten zylindrischen Zellen aus Stahlbeton wurden im Januar 1979 in Betrieb genommen. Sie sind gemäß Planung ausschließlich zur Lagerung von Zement bestimmt und wurden stets entsprechend genutzt. Der einzulagernde Zement wird in Schiffen angeliefert; eine Zementherstellung vor Ort ist nicht beabsichtigt.

Jedes Silo hat ein Fassungsvermögen von 14000 t. Anlage 13.1 zeigt die Gesamtanlage im Grundriß und einen Längsschnitt mit den wesentlichen Einzelheiten und Abmessungen der Silos:

Die Höhe zwischen OK Fundament und OK Zelle beträgt ca. 45 m. Die Zellen haben in dem für die Zementlagerung nutzbaren Bereich einen lichten Durchmesser von 18,00 m und eine Wandstärke von 25 cm.

Auf dem Zellenboden befindet sich, mittig angeordnet, eine zylindrische Innenzelle aus Stahlbeton, welche Mischkammer (MK) genannt wird. Diese ist an ihrem Fußende in Stahlbetonstützen aufgelöst. In radialer Richtung zwischen Mischkammer und Silowand verläuft ein sog. Entleerungstunnel, der mit der Mischkammerwand in Verzahnung steht.

Der Siloboden besitzt in radialer Richtung eine Neigung von etwa  $10^{\circ}$ . Er ist mit Luftförderrinnen ausgestattet, über die der Zement aus der Großzelle ins Innere der Mischkammer und von dort durch den Entleerungstunnel nach draußen gefördert wird.

Der eingeleitete Luftdruck für die sog. pneumatische Entleerung beträgt maximal 0,6 bar. Der Zellenbereich außerhalb der Mischkammer gliedert sich in zwölf Segmente, der Innenraum in vier Segmente. Im Entleerungstunnel befinden sich zwei Segmente. Zum Abzug von Füllgut wird in die Segmente des

Entleerungstunnels ständig Luft eingeblasen; den vier Segmenten innerhalb und den zwölf Segmenten außerhalb der Mischkammer wird umlaufend nacheinander jeweils für die Dauer von fünf Minuten Luft zugeführt (Anlage 13.2)

Die Füllung der Silos erfolgt zentrisch mit einer maximalen Fülleistung von 400 t/h.

Die Zellen sind unabhängig voneinander auf Ringfundamenten flach gegründet.

### 13.2 Hergang und Ausmaß des Schadens

Im Frühjahr 1981 wurden beim Abzug von Zement zunächst aus einem und später auch aus den anderen beiden Silos Betonbruchstücke vorgefunden. Ferner war ein deutlicher Rückgang der ursprünglich maximal möglichen Abzugsmenge pro Zeiteinheit festzustellen.

Nach der weitgehenden Entleerung der Silozellen zeigte sich, daß die Stützen aller drei Mischkammern erheblich gestaucht waren. Bei einer lichten Ausgangshöhe von planmäßig 1,0 m betrug ihre Höhe nunmehr nur noch etwa 40 bis 60 cm. Die Mischkammern waren zudem jeweils um 20 bis 30 cm aus ihrer ursprünglichen Lage in Richtung Entleerungstunnel verschoben. An den Übergängen zwischen Mischkammerwand und Entleerungstunnelwänden zeigten sich Scherbrüche. Die Verschiebungsfigur der Mischkammer von Silo 2 zeigt repräsentativ Anlage 13.3.

Die Luftförderrinnen auf dem Zellenboden weisen keine klar erkennbaren Schäden auf. Der zum Zeitpunkt der Inaugenscheinahme noch im Silo befindliche Zement war abgesehen von wenigen kleinen Zementbrocken locker gelagert und besaß die übliche staubförmige Beschaffenheit.

An den Silowänden waren nur örtlich, auf der dem Entleerungstunnel gegenüberliegenden Seite geringe Anbackungen zu erkennen.

Eine Untersuchung der Silozellen per Augenschein von außen erbrachte keine erkennbaren Mängel oder Schäden und zwar auch nicht im gefüllten Zustand. Nur bei einer Zelle waren in einem ca. 4,50 m hohen Wandbereich über dem Fundament (Anlage 13.1) Risse mit einem Abstand zwischen 0,20 und 3,0 m bei Rißbreiten  $\leq 0,2$  mm festzustellen, welche vermutlich aus Schwindvorgängen herrühren. Oberhalb der Gleitfuge (Anlage 13.1) waren dagegen vom Boden aus keine Risse mehr zu erkennen. Sofern solche vorhanden sind, kann davon ausgegangen werden, daß ihre Rißbreite vergleichsweise klein ist.

### 13.3 Angaben zu Bauausführung, Baugenauigkeit und Werkstoffen

Die Herstellung der Silos und der Mischkammern (MK) erfolgte in Gleitschalung, bei letzteren auch die Stützen. Hierzu wurden im Bereich der Öffnungen zwischen den Stützen entsprechende Aussparungskästen errichtet, an denen die Gleitschalung vorbeigezogen wurde. Die Gleitstangen standen jeweils in der Mitte der MK-Stützen; sie wurden nicht in Leerrohren geführt, sondern befanden sich in unmittelbarem Verbund mit dem angrenzenden Beton. Somit verblieben sie im Bauwerk.

Eine Verdichtung des Stützenbetons gestaltete sich wegen der eingeschränkten Zugänglichkeit durch die Gleitschalung natürlich schwierig. Die gewöhnlich erfolgende Nachverdichtung durch das Gewicht des darüberliegenden Betons kam für die Stützen sicher nur eingeschränkt zur Wirkung, da der Beton der MK-Wände sich eher auf die steiferen Aussparungskästen ablastete.

Durch die im Hebetakt erfolgende Änderung der Gleitstangenlast sind auch Einflüsse auf den Verbund zwischen Gleitstangen und Beton nicht ausgeschlossen.

Im Rahmen einer Beweissicherung wurden vor Ort die Abmessungen der MK-Stützen kontrolliert und die Übereinstimmung

von ausgeführter und planmäßiger Stützenbewehrung überprüft. Außerdem wurde die Betonfestigkeit der Mischkammern und ihrer Stützen aus Prellhammermessungen und ergänzender Bohrkernprüfungen im Labor abgeleitet. Schließlich wurde die Stahlfestigkeit an Bügelresten im Zugversuch festgestellt. Zu weitergehenden Untersuchungen der Mischkammern oder der Silos selbst bestand aufgrund ihrer sonst augenscheinlich erkennbaren Schadensfreiheit kein Anlaß.

Die Überprüfungen und Laboruntersuchungen ergaben, daß die Schalplanabmessungen eingehalten und die Stützenlängsbewehrung weitgehend planmäßig verlegt war. Bei den Bügelabständen fiel eine Streuung auf und die Bügelhaken waren nicht entsprechend DIN 1045 (Dez. 1978), Bild 61, ausgebildet. Im Mittel wurde jedoch der planmäßige Abstand erreicht und die nicht normgerechten Haken wirken sich hier nicht entscheidend tragfähigkeitsmindernd aus.

Die Stahlfestigkeit entspricht BSt 420/500 R nach DIN 1045 und der Beton der Stützen ist etwa als B17,5 nach DIN 1045 einzustufen. Er besitzt somit nicht die planmäßig vorgeschriebene Güte eines B25.

#### 13.4 Tragfähigkeit der MK-Stützen und der Großsilowandung

Anlage 13.4 zeigt den Querschnitt der MK-Stützen sowie die Tragfähigkeitsgrenzlinie M, N für den definierten Versagenszustand nach DIN 1045, und zwar sowohl für die planmäßige Betongüte B25 als auch für den nachgewiesenen Wert B17,5. Bei dem vorliegenden Schlankheitsgrad  $\lambda \leq 20$  ist die Stützentragfähigkeit jeweils mit der des Querschnittes identisch.

Für die Ermittlung der Tragfähigkeit der Großsilowandung wird mangels gegenteiliger Hinweise die planmäßige Ringbewehrung als vorhanden unterstellt. Sie ist in Anlage 13.5 zusammen mit der aufnehmbaren Ringzugkraft im Rißzustand, im

Gebrauchszustand und im Bruchzustand nach DIN 1045 angegeben. Die Annahme, daß im Normalfall überwiegend Ringzugkräfte wirken und Biegemomente weitgehend vernachlässigbar sind, hängt mit den besonderen Betriebsbedingungen der in Frage stehenden Silos zusammen und wird in Abschnitt 13.6.2 näher begründet.

Die Betonfestigkeit der Silowand wurde - wie bereits erwähnt - nicht überprüft. Wegen der vergleichsweise ungünstigen klimatischen Bedingungen z.Zt. ihrer Herstellung kann nicht ausgeschlossen werden, daß auch dort nur eine Betongüte von B 17,5 erreicht wurde. Bei den schlaff bewehrten Zellen unter Ringzuglast hat die Betongüte einerseits Auswirkungen auf Rißabstand und -breite, andererseits wird durch den Einfluß auf die Verbundfestigkeit bei einer geringeren Betongüte eine größere Stoßlänge notwendig.

Anlage 13.5 enthält eine Gegenüberstellung der gemäß Bewehrungsplan ausgeführten Stoßlängen mit den notwendigen Werten nach DIN 1045. Es ist abzulesen, daß auch bei einer Betongüte B17,5 und Auslastung der Bewehrung bis zur zulässigen Spannung selbst bei Bedingungen entsprechend Verbundbereich II nach DIN 1045 noch ein Sicherheitsabstand ( $\gamma \geq 1,27$ ) zum Versagenseintritt besteht.

### 13.5 Belastung der Mischkammerstützen und Schadensursache

#### 13.5.1 Allgemeines

Eine realistische Abschätzung der unter normalen Betriebsbedingungen vorhandenen Stützenlast bereitet gewisse Schwierigkeiten:

Zunächst ist nur ungenau ermeßbar, welcher Anteil der oberhalb der MK vorhandenen Schüttgutsäule sich bei den unterschiedlichen Steifigkeiten von Mischkammerdecke und angrenzendem "Schüttgutring" auf die MK ablastet. Ebenso ist die Wandreibungsspannung zwischen Schüttgut und MK-Wand unzureichend bekannt. Schließlich muß auch der Einfluß von Horizon-

talkräften durch bauliche Imperfektionen, Druckabschirmung im Bereich des Entleerungstunnels sowie durch die segmentweise erfolgende pneumatische Entleerung in Betracht gezogen werden, die zusätzlich zur Vertikallast eine Biegebeanspruchung der Stützen bewirken könnten.

Wegen der aufgeführten Unwägbarkeiten müßten für die Bemessung solcher Stützen zweifelsfrei auf der sicheren Seite liegende Annahmen getroffen werden, falls aus terminlichen oder Kostengründen Modelluntersuchungen nicht durchgeführt werden können oder sollen.

### 13.5.2 Überlegungen zur Stützenlast

In der Bauwerksstatik wurden die Stützen biegungsfrei allein für eine Vertikallast bemessen, die sich aus dem MK-Eigen-  
gewicht, der Belastung auf MK-Decke und der Reibungsspannung an der MK-Wandung zusammensetzt:

Für die Bestimmung der Vertikallast auf der MK-Decke wurde zunächst der Vertikaldruck in OK MK-Decke in Anlehnung an 1055-6 unter Außerachtlassung dort genannter lasterhöhender Faktoren ermittelt. Nach 1055-6 ist für Auslauftrichter ohne gesicherte Erfahrungen über dort herrschende Drücke oder zur Berücksichtigung des Einsturzes von Silogutbrücken ein Faktor 2 anzusetzen. Die in die Lastermittlung der Statik eingehenden Zementkennwerte wurden abweichend von den Vorgaben in 1055-1 (Juli 1978) zu  $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$  und  $\varphi = 25^\circ$  anstelle  $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$  und  $\varphi = 20^\circ$  gewählt, wodurch sich naturgemäß geringere Drücke ergeben. Als Überschüttungshöhe wurde  $z_o = 30,6 \text{ m}$  in die Berechnung eingeführt, während für  $\varphi = 20^\circ$  und eingeebneten Schüttgutkegel eine Höhe  $z_o \leq 32,5 \text{ m}$  möglich ist. Die Gesamtlast an der MK-Decke wurde aus der Vertikaldruckspannung durch Integration über die Kreisfläche innerhalb der MK-Wandachse errechnet, d.h. es wurde unterstellt, daß sich kein Schüttgut außerhalb der so vorgegebenen Begrenzung auf die Mischkammerdecke abträgt. Insbesondere diese



Annahme ist äußerst kritikwürdig; wegen der höheren Steifigkeit der Mischkammer wird sie sicher auch Lastanteile außerhalb dieser Fläche anziehen können. Ferner ergibt sich durch den Übergang vom Kreisquerschnitt des oberen Silobereiches zum Kreisringquerschnitt bzw. durch die Wandreibung an der inneren Ringbegrenzung eine erhöhte MK-Last.

Willkürlich erscheinen die Annahmen zur Ermittlung der Wandreibungslast zwischen Schüttgut und MK-Wand. Die Wandreibungsspannung wurde auf halber MK-Höhe so ermittelt, als ob dort gleiche Druckverhältnisse vorherrschten wie in einer Kreiszelle mit  $\phi_i = 6,00$  m bei einer 35 m hohen Schüttgutsäule. Die Wandreibungslast wurde durch Integration der ermittelten Spannungsordinate über die MK-Mantelfläche bestimmt.

In Anlage 13.6 sind die einzelnen Lastanteile sowie die Gesamtlast einer MK-Stütze  $F_g$  nach den Annahmen der Bauwerksstatik angegeben. Sie beträgt  $F_g = 754$  kN. Aus nicht erläuterten Gründen wurde jedoch schließlich bei der Bemessung eine Längsbewehrung gewählt, mit der sich bei planmäßiger Betongüte B25 eine Traglast des Querschnittes von  $F_u = 2318$  kN, d.h.  $3,07 \cdot F_g$ , ergibt. Bei der bauseitig erreichten Betongüte B17,5 beträgt der Sicherheitsabstand zur rechnerischen Gebrauchslast immerhin noch  $\nu \approx 2,5$ .

Ein sicher nicht grundsätzlich ausschließbarer Lastzustand ist in Anlage 13.7 angegeben; die Entstehung innerer Gewölbe ist dazu Voraussetzung. Die Schüttgutlast auf der MK-Decke wird in folgender Weise abgeschätzt: Zunächst kann die Druckspannung  $p_v$  für den Füllzustand nach 1055-6 in OK MK-Decke ermittelt werden. Als wirksame Fläche wird die MK-Fläche und 50 % der kreisringförmigen Fläche zwischen MK und Siloinnenwandung angenommen, so daß sich die Schüttgutlast durch Integration von  $p_v$  über diese Fläche ergibt.

Die Rechnung in Anlage 13.7 führt auf eine Gebrauchslast von  $F_g = 3563 \text{ kN}$ , welche die Stütze auch bei planmäßiger Betongüte ( $F_u = 2318 \text{ kN}$ ) nicht mehr aufnehmen kann. Setzte man außerdem eine Schiefstellung der MK voraus, so würde die Bruchsicherheit noch weiter vermindert.

Es soll hier nun keineswegs behauptet werden, daß die MK-Stützen infolge des geschilderten Lastfalles versagten. Der begleitende Horizontalschub des Gewölbes auf die Silowand hätte vermutlich dort schädliche Auswirkungen gehabt, die bisher nicht erkennbar sind. Ferner hätte u.U. auch die MK-Decke dabei überlastet werden können, wofür es ebenfalls keine Anzeichen gibt. Der willkürlich konstruierte Lastfall bzw. der Vergleich der dabei auftretenden Stützenlast mit der in der Statik ermittelten Gebrauchslast macht jedoch offenkundig, daß bei der Berechnung keine Überlegungen im Hinblick auf mögliche Maximallasten durchgeführt wurden. Es wurde statt dessen eine Anzahl willkürlicher und günstiger Annahmen getroffen und damit eine Zahlenrechnung abgewickelt, von deren Wert man letztlich so wenig überzeugt war, daß eine erheblich größere aber immer noch unzureichende Stützenbewehrung angeordnet wurde, als für die rechnerische Stützenlast nach DIN 1045 notwendig war.

Für eine Ermittlung der unter normalen Betriebsbedingungen auftretenden Stützenlast wäre z.B. folgende Vorgehensweise denkbar:

Aufgrund der geometrischen Verhältnisse im Silo wird die Verteilung des Schüttgutgewichtes auf Vertikal- und Wandreibungsdruck im oberen und mittleren Bereich der Zelle nur unerheblich durch die Mischkammer beeinflusst, so daß dort der Druck nach 1055-6 für zentrisches Füllen zugrundegelegt werden kann. In einem in seiner Ausdehnung nur abschätzbaren Bereich oberhalb der MK-Decke verändert sich der Abtragungsmechanismus, da die Kreiszelle zunehmend in eine Zelle mit Kreisringquerschnitt übergeht. Unterhalb der OK der MK-Decke ist dieser Zustand weitgehend realisiert.

In einer Kreisringzelle erfolgt nun die Schüttgewichtabtragung u.a. auch über die Wandreibung an der inneren Zellenbegrenzung. Innerhalb des o.g. Übergangsbereiches verläuft diese Grenze im Schüttgut vom Mittelpunkt der Zelle zur äußeren MK-Begrenzung. Die Reibungsspannungen werden an das Schüttgut über der MK-Decke abgegeben und ebenso wie das Gewicht des lastabnehmenden Schüttgutes auf die MK-Decke abgetragen.

Anlage 13.8 zeigt die angenommene Schüttgutbewegung sowie das hieraus vereinfachend ableitbare Belastungsbild.

Eine Lösung dieser Rechenaufgabe für den vorliegenden Anwendungsfall bereitet keine besonderen Schwierigkeiten. Es läßt sich zeigen, daß bei den in Frage stehenden Silos unter normalen Betriebsbedingungen bei vollem Silo Stützenlasten auftreten, die bei einer Betongüte entsprechend B17,5 zur Schadensklärung ausreichen; bei Berücksichtigung kaum ausschließbarer Biegemomente infolge von Horizontalkräften reicht auch die Tragfähigkeit der Stütze bei B25 nicht aus (Anlage 13.4). Veränderungen der Annahmen hinsichtlich der Größe des Übergangsbereiches um mehrere Meter haben dabei nur vergleichsweise geringen Einfluß auf die Stützenlasten.

Es ist somit nicht notwendig, als Schadensursache die Möglichkeit von "Katastrophenlastfällen" in Betracht zu ziehen.

### 13.5.3 Ergebnis

Das Versagen der MK-Stützen ist überwiegend auf die der Bemessung zugrundegelegten unzureichenden Lastannahmen zurückzuführen. Die zu geringen Lasten sind keineswegs unmittelbar auf 1055-6 zurückzuführen. Vielmehr wurden unvollständige bzw. viel zu günstige Annahmen bei der Berechnung getroffen. Besonders schwerwiegend hat sich ausgewirkt, daß die Möglichkeit

der Ablastung von Schüttgut außerhalb der durch die MK-Wandachse vorgegebenen Begrenzung auf die MK-Decke vernachlässigt wurde. Daneben wurde auch die Wandreibungsspannung an der MK-Wand zu günstig ermittelt.

Die Horizontalverschiebung der MK in Richtung Entleerungstunnel ist damit zu erklären, daß beim Versagen der Stützen auch ein Abscheren der MK-Wandung am Anschnitt zum Entleerungstunnel erfolgte. Hierdurch bedingt konnte die stets vorhandene Horizontalkraft auf die MK infolge Druckabschirmung durch den Entleerungstunnel nicht mehr wie zuvor unmittelbar in die Tunnelwände eingeleitet werden; da die Stützen sie ebenfalls nicht aufnehmen konnten, mußte eine Verschiebung auftreten, bis durch Verkeilung sowie z. T. durch die in Verschiebungsrichtung verformte und hierdurch wieder aktivierte Bewehrung ein Gleichgewichtszustand auftrat.

Die gegenüber dem Sollwert zu geringe Betondruckfestigkeit der MK-Stützen hat naturgemäß die Traglast vermindert; für das Eintreten des Schadens war sie jedoch nicht ausschlaggebend.

### 13.6 Beurteilung der Tragsicherheit des Silomantels

#### 13.6.1 Allgemeines

Die Verwendung gegenüber 1055-1 (Juli 1978) abweichenden Schüttgutkennwerten in der Bauwerksstatik führt naturgemäß auch zu nicht normgerechten Horizontaldrücken. Da sich bisher keine Schäden am Silomantel zeigten und der Sicherheitsabstand somit offenbar trotzdem ausreicht, lassen sich Aussagen über die Wirklichkeitsnähe der nach bekannten Silovorschriften zu erwartenden Drücke ableiten.

### 13.6.2 Belastung und Tragsicherheit

Die Zellenwände von Zementsilos in Zementproduktionsstätten werden in der Regel überwiegend durch Schüttgutdruck und Temperaturzwang beansprucht. Bei den hier in Frage stehenden Silos einer reinen Zementverteilerstation liegen günstigere Verhältnisse vor insofern, als hier nur über lange Wege angelieferter Zement zwischengelagert wird. Er hat sich seit der Zeit, da er die Zementmühle verließ, durch den Transport im Schiff und die verschiedenen Förderwege der Umwelttemperatur weitgehend anpassen können, so daß sich nur ein geringer Temperaturgradient in der Zellenwand mit vernachlässigbaren Zwangsmomenten einstellt.

In der Bauwerksstatik wurden diese besonderen Gegebenheiten außeracht gelassen und ausgehend von einer Zementtemperatur von  $80^{\circ}\text{C}$  und einer Außenlufttemperatur von  $0^{\circ}\text{C}$  ein Temperaturgefälle  $\Delta T = 30^{\circ}\text{C}$  in der Silowand und hieraus ein Zwangsmoment abgeleitet. Dabei wurde der Übergang der Wand in den gerissenen Zustand II beanspruchungsmindernd berücksichtigt.

Die Wandbemessung erfolgte für eine Längszugkraft aus rotationssymmetrisch angenommenem Schüttgutdruck und das erwähnte Temperatur-Zwangmoment.

Die rotationssymmetrische Wirkung des Druckes ist für Silos mit Einbauteilen nicht ohne weiteres gesichert. Im vorliegenden Falle wird sie im Bereich der Mischkammer durch die segmentweise erfolgende Luftzufuhr für den Schüttgutabzug und den Einfluß des Entleerungstunnels naturgemäß gestört.

Die quantitative Größe der Abweichung des Druckes von der Rotationssymmetrie ist ebenso wie ihr qualitativer Verlauf nur anhand von Messungen ergründbar. Der Fehler durch vollständige Vernachlässigung der daraus erwachsenden Biegebeanspruchungen der Silowand wird dadurch vermindert, daß zusätzlich zwei günstige Auswirkungen auf die Horizontal-

druckverteilung außer Ansatz bleiben. Erstens ist beginnend im bereits erwähnten Übergangsbereich oberhalb der MK eine Druckminderung dadurch zu erwarten, daß der Zellenquerschnitt von einem Kreis mit  $A/U = 4,50$  m in einen Kreisring mit  $A/U \approx 3,0$  m übergeht und zweitens kann im Bereich der trichterförmigen Querschnittseinengung durch die lastverteilende Wirkung des Magerbetontrichters ein Abbau eventueller Druckspitzen bis zur Silowand erfolgen.

Nachfolgend wird näherungsweise die Wirkung eines rotationssymmetrischen Druckes bzw. eine reine Zugbeanspruchung der Silowand in Ringrichtung auf ganzer Silohöhe unterstellt. In Anlage 13.9 ist der mit der vorhandenen Bewehrung aufnehmbare Maximaldruck ( $\sigma_s = \beta_s$ ) den Drucklinien nach Bauwerksstatik und Silovorschriften gegenübergestellt. Die darin eingehenden Schüttgutkennwerte und Annahmen sind aus Anlage 13.10 zu entnehmen.

Es fällt auf, daß gemäß NE-11 bei zentrischem Entleeren im oberen Bereich des Silos ein geringerer Horizontaldruck zu erwarten ist als nach 1055-6; im unteren Bereich des Silos herrscht dagegen weitgehende Übereinstimmung der beiden Drucklinien. Der in der Bauwerksstatik angesetzte Horizontaldruck ist dagegen deutlich geringer. Durch die zusätzliche Einrechnung eines sicher nicht in dieser Größe auftretenden Zwangmomentes wurde jedoch eine Ringbewehrung angeordnet, die für rotationssymmetrische Drücke nach 1055-6 immer noch eine Bruchsicherheit  $v \geq 1,35$  gewährleistet. Gegenüber Drücken nach NE-11 ergibt sich ein Sicherheitsbeiwert  $v \geq 1,50$ .

### 13.6.3 Beurteilung

Bisher zeigen die Zylindermäntel aller drei Zellen keine auffällige Rißbildung oder sonstige Schäden. Ein Sicherheitsabstand von  $v = 1,35$  gegenüber Horizontaldrücken nach 1055-6 bei zentrischem Entleeren gewährleistet somit im vorliegenden Fall trotz eingebauter Mischkammer bisher eine uneingeschränkte Gebrauchsfähigkeit.

Nach Anlage 13.11 ist bei dem vorliegenden Bewehrungsgrad der Wand aus reiner Zugbeanspruchung ein Rißabstand von ca. 15 cm zu erwarten. Die mittlere Rißbreite müßte bei einem Horizontaldruck entsprechend 1055-6 für zentrische Entleerung ca. 0,20 mm betragen und der 90% Fraktilwert bei  $\sim 0,30$  mm liegen. Die Wahrscheinlichkeit, daß solche oder größere Rißbreiten vorhanden sind und dennoch bisher nicht erkannt wurden, erscheint gering. Zumindestens bei Regenperioden im Frühjahr hätten sie vom Treppenturm her ins Auge fallen müssen. Somit liegt die Vermutung nahe, daß in den in Frage stehenden Zellen bisher trotz zeitweiliger Maximalauslastung keine so hohen rotationssymmetrischen Drücke aufgetreten sind, wie nach 1055-6 bei zentrischem Entleeren zu erwarten wäre.

## 14. Zusammenfassende Darstellung der Ergebnisse

### 14.1 Allgemeines

Insgesamt wurden zehn Schadensfälle an Silozellen beschrieben. Der Schaden bestand in der Regel aus Rissen im Silomantel, z.T. waren zusätzlich Verformungen des Querschnittes zu erkennen. Zwei Zellen sind eingestürzt und in einem Fall ist ein Teilversagen eingetreten.

Aus den zusammengetragenen Einzelheiten des Schadensablaufs und -ausmaßes sowie aus sonstigen Fakten konnten mögliche Schadensursachen abgeleitet werden.

Da nur Konstruktionen zur Lagerung weniger Schüttgüter wie Mais, Tapioka Pellets, Weizen, Zement und Zementklinker untersucht wurden, die zudem noch in den Abmessungen, Auslaufarten und den maschinentechnischen Einrichtungen zum Füllen und Entleeren voneinander abweichen, sind naturgemäß nicht alle Ergebnisse auf jegliche Silokonstruktionen oder Schüttgüter ohne Einschränkung übertragbar.

In Anlage 14 sind die wesentlichen Ergebnisse der Schadensanalysen zusammenfassend dargestellt.

### 14.2 Bauart und Baumängel

Alle behandelten Silozellen wurden in Gleitschalung hergestellt. Bei dieser Bauart treten eine Reihe von Problemen auf, die bei üblichen Ortbetonbauwerken weniger relevant sind.

Die Betonzusammensetzung muß auf die beabsichtigte Gleitleistung abgestimmt sein. Die Wahl der Zementart hängt von der Außentemperatur im Bauzeitraum aber auch von der Wanddicke ab. In der heißen Jahreszeit sind Zemente mit niedriger Hydratationswärmeentwicklung und in der kalten Jahreszeit solche mit hoher Hydratationswärmeentwicklung zu verwenden. Die Sieblinie des Zuschlagstoffes sollte einen hohen Feinstkornanteil besitzen, damit hinreichend "Schmierstoffe" im Beton enthalten sind. Der Beton sollte einen möglichst geringen Gleitwiderstand bieten und wenn er aus der



Schalung austritt noch hinreichendfügbar sein, daß ein fachgerechtes Abreiben zur Sicherstellung einer dichten, porenarmen Oberfläche möglich ist. Ferner empfiehlt sich z.T. eine Nachbehandlung, z.B. durch ein Nachschleppen feuchtzuhaltender Tücher oder gleichwertige Maßnahmen.

Für eine befriedigende Ausführungsgenauigkeit ist ein detaillierter Bauzeitenplan eine wesentliche Voraussetzung. Es muß stets hinreichend geschultes Personal zur Verfügung stehen, um die Bewehrung planmäßig und in ihrer Lage gesichert einzubauen, den Beton fachgerecht zu verdichten und das Nachreiben (innen und außen) von der Nachlaufbühne aus vorzunehmen.

Insbesondere in der Nichtbeachtung dieser und weiterer in der Fachliteratur niedergelegter Hinweise ist die Ursache immer wieder feststellbarer Baumängel bei Silos zu suchen. Auch bei den vorstehend analysierten Schadensfällen waren sie größtenteils zu verzeichnen.

Die Betondruckfestigkeit erreichte z.T. nicht den planmäßigen Wert oder sie streute stark. In allen Fällen wurde jedoch eine noch befriedigende Festigkeit erreicht.

Porenreiche Oberflächen, z.B. durch unzureichendes Nachreiben, sagen zwar noch nichts über die Festigkeit des Wandbetons aus, sie bergen jedoch die Gefahr einer rascheren Karbonatisierung der Betondeckung mit den daraus erwachsenden Folgen für den Korrosionsschutz innenliegender Betonstahlbewehrung. Bei keinem untersuchten Schadensfall - auch nicht bei älteren Silos - war jedoch ein Schaden auf einen Verlust des Korrosionsschutzes durch Karbonatisierung der Betondeckung oder der Rißflanken zurückzuführen. Korrosion war stets nur an wenigen Stellen zu erkennen, z.B. wo einzelne Bewehrungsstäbe örtlich eine unzureichende Betondeckung besaßen oder an ausgebesserten Stellen, wo offenbar ungeeignetes Material verwendet und die Flickstellen nicht nachbehandelt wurden.

Die vielfach festzustellende Abweichung der Betondeckung vom planmäßigen Wert weist darauf hin, daß der Lagesicherung der Bewehrung in der Gleitschalung oftmals keine hinreichende Aufmerksamkeit geschenkt wird. Dies ist im übrigen auch bei anderen Stahlbetonkonstruktionen festzustellen.

Unregelmäßigkeiten in Bezug auf Bewehrungsanzahl, -abstand, -stoßlängen und Versatz der Stöße lassen mangelnde Sorgfalt oder ungenügende Schulung des Personals erkennen. Sie können jedoch auch auf eine unzureichende Besetzung einer Baustelle mit Personal hinweisen.

Beim Gleiten können aus maschinentechnischen oder wetterbedingten Gründen Unterbrechungen auftreten. Zur Sicherstellung einer späteren Verzahnung von Alt- und Neubeton sind Fugen vor der Arbeitspause aufzurauen. Durch sorgfältiges Vornässen vor Wiederaufnahme der Gleitarbeiten und eine möglichst lange Nachbehandlung kann eine hinreichende Festigkeit auch an Arbeitsfugen erreicht werden.

Nicht vorgespannte Spannstähle oder Hüllrohre, die nicht mit Zementmörtel verpreßt sind, findet man nicht nur bei Silobauten. Auch im Zusammenhang mit Schadensanalysen an Brücken wurden solche vorgefunden. Spannglieder werden i.a. durch besonders fachkundiges Personal gespannt und verpreßt. Hier kann nur eine systematische Kontrolle nach den Arbeiten zur Vermeidung solcher Mängel beitragen.

Zusammenfassend ist festzuhalten, daß im Rahmen vorstehender Schadensanalysen bei einigen Silos verschiedene Ausführungsmängel festzustellen waren. Bei keinem Bauwerk sind sie jedoch als für den Schaden allein ausschlaggebend anzusehen. Stets waren zusätzlich schwerwiegendere Fehler oder Mängel in der Statik, bei der konstruktiven Durchbildung oder bei den Lastannahmen zu erkennen.

### 14.3 Statik und Konstruktion

In den statischen Berechnungen zu den untersuchten Silobauwerken fehlt vielfach die Berücksichtigung von Zwangbeanspruchungen. Solche ergeben sich insbesondere aus einer Differenz zwischen Schüttgut- und Außenlufttemperatur. Sie erreichen bei vergleichsweise dicken und entsprechend biegesteifen Silowänden eine nicht unerhebliche Größenordnung. Zwar vermindern sich Zwangbeanspruchungen durch Rißbildung im Maße des Steifigkeitsverlustes, sie können jedoch bei schwach bewehrten Bauteilen zur Entstehung breiter Risse beitragen.

Seit der Einführung von DIN 1045 (Januar 1972) ist bei Zuggliedern, Bauteilen unter nicht vorwiegend ruhenden Lasten sowie bei wesentlichen Zwangbeanspruchungen ein "Nachweis zur Beschränkung der Rißbreite" verbindlich vorgeschrieben. Hierunter fallen auch Silowände aus Stahlbeton, da sie aus Schüttgutdruck z.T. überwiegend auf Zug beansprucht werden, der Entleerungszustand als nicht vorwiegend ruhend bezeichnet werden muß und durch Druckumlagerungen und Temperatureinwirkung mit Zwangbeanspruchung zu rechnen ist.

Der Nachweis zur Beschränkung der Rißbreite wird somit zur Sicherstellung geringer Rißbreiten bei neueren Silobauten beitragen. Er sollte jedoch auch für den Fall geführt werden, daß  $\mu_z \leq 0,3 \%$  ist. Nach DIN 1045 ist der Nachweis für diesen Fall entbehrlich, da davon ausgegangen wird, daß bei so geringen erforderlichen Bewehrungsgraden der Beton so gering beansprucht wird, daß keine Risse zu erwarten sind. Bei Silos ist jedoch eine genaue Angabe der Schnittgrößen aus Last- und besonders aus Zwangwirkungen schwierig, so daß dort immer der Übergang in den gerissenen Zustand in Betracht gezogen werden sollte. Es erscheint angebracht, zu fordern, daß Silowände mit Bewehrungsgraden  $\mu = \mu' \leq 0,5 \%$  nicht ausgeführt werden sollten.

In diesem Zusammenhang ist auch einleuchtend, daß mit einer einzigen, in der Mittelfläche angeordneten Bewehrungslage, die bei älteren Silos z.T. vorzufinden ist, i.a. keine Sicher-

stellung geringer Rißbreiten möglich ist. Dies wäre nur bei äußerst feingliedrigen Konstruktionen denkbar, deren Ausführung aus Gründen der Dauerhaftigkeit nicht zu empfehlen ist.

Bei den untersuchten Schadensfällen war in keinem Fall eindeutig Verbundversagen für den Schadenseintritt maßgebend. Da dort die Stoßlängen in der Regel den Bedingungen für den ungünstigen Verbundbereich II nach DIN 1045 entsprachen, ist zu erwarten, daß auf dieser Grundlage eine hinreichende Sicherheit gegen Verbundversagen gewährleistet ist.

Eine zutreffende Festlegung des statischen Systems bei der statischen Berechnung ist selbstverständlich eine Voraussetzung zur Ermittlung wirklichkeitsnaher Schnittgrößen für die Bemessung. Wird die freie Verformbarkeit der Silowand durch Einbauteile beeinträchtigt, ist dies rechnerisch und konstruktiv zu berücksichtigen.

Sofern bei bestimmten "harten" Schüttgütern durch die Reibung an der Silowandung Erosionserscheinungen zu erwarten sind, muß eine entsprechende Schutzschicht angeordnet werden, deren Wirksamkeit in genau festzulegenden Zeitabständen zu überprüfen ist.

Von den zehn untersuchten Silos waren zwei in Ringrichtung mit in Hüllrohren liegenden Spanngliedern gegen Lisenen vorgespannt. In beiden Fällen handelte es sich um Getreidesilos mit vergleichsweise großer Schlankheit ( $H_s/\varnothing \geq 4,5$ ).

Der besondere Vorteil der Vorspannung besteht auch bei Silos zunächst darin, daß unter Gebrauchslast - sofern diese bekannt ist - ein weitgehend rissefreier Zustand hergestellt werden kann. Das im Brückenbau i. a. übliche Aufbringen einer Teilvorspannung zur Vermeidung von Schwind- und Temperaturrissen ist bei Silos aus arbeitstechnischen Gründen (Gleitbauweise) nicht gebräuchlich.

Offenbar zeigen so vorgespannte Zylinderwände zusätzlich ein günstiges Verhalten bei örtlichen Überlastungen: Da die Verbundfestigkeit zwischen Spannstahl und nachträglich in die Hüllrohre eingebrachtem Verpreßmörtel vergleichsweise gering ist und der Verbund bei Erreichen der Traglast i. a. nachgibt, werden größere, örtliche Wandverformungen und damit Lastumlagerungen auf weniger ausgelastete angrenzende Bereiche möglich.

#### 14.4 Lastannahmen

Im Rahmen der Schadensanalysen wurden als Zugfestigkeit und Biegezugfestigkeit des Betons die aus der Druckfestigkeit abgeleiteten 5%-Fraktilwerte nach Rüschi [25] als vorhanden angenommen. Als Stahlfestigkeit wurde - soweit es sich um genormte Stahlgüten handelte - die Streckgrenze nach DIN 1045 in die Betrachtung eingeführt. Da die Zugfestigkeit des Betons, aber auch die Stahlstreckgrenze bestimmten Streuungen unterworfen ist, ergibt sich zwangsläufig, daß auch die auf dieser Grundlage als rißauslösend oder schadenseinleitend angegebenen Lasten bzw. Drücke mit entsprechenden Ungenauigkeiten behaftet sein können.

Wie die in der Fachliteratur dargestellten Ergebnisse von Messungen des Horizontaldruckes auf Silowände übereinstimmend zeigen, ist beim Entleeren - anders als im Füllzustand - keine Drucklinie zu erkennen, die dem qualitativen Verlauf nach dem Ansatz von Jannsen deutlich entspricht. Die auf diesem funktionalen Zusammenhang aufgebauten Druckansätze für das Entleeren sind demzufolge als empirisch gefundene Deckungslinien der in verschiedenen Höhe zu unterschiedlichen Zeiten und Füllgraden aufgetretenen Maximaldrücke anzusehen.

Wenn somit im Rahmen der Schadensanalysen Druckansätze für das Entleeren angegeben sind, die den Schaden eingeleitet haben könnten, so kann dies i. a. nicht bedeuten, daß die entsprechenden Druckwerte gleichzeitig auf ganzer Schüttguthöhe aufgetreten sind. Schließlich ist keineswegs die Schlußfolgerung erlaubt, die im genannten Druckansatz eingeführten Werte für  $\gamma$ ,  $\lambda$  und  $\mu$  seien einzeln physikalisch zutreffend. Vielmehr gewährleisten

sie nur in der gewählten Kombination - in den allgemeinen Druckansatz eingeführt - eine Approximation der in bestimmten Höhenbereichen des Silos aufgetretenen Maximaldrücke.

Es wurden sowohl Silos untersucht, bei denen das Schüttgut im Zentrum der Zelle abgezogen wird als auch solche, bei denen die Rotationssymmetrie der Silozelle durch achsensymmetrische Trichterausbildung und Auslaufanordnung, durch mechanische Fördereinrichtungen zur Schüttgutentnahme oder Einbauteile zur Entleerungshilfe gestört war. Aus dem Schadensumfang läßt sich z.T. unmittelbar ersehen, daß die Rotationssymmetrie störende Konstruktionselemente naturgemäß auch Abweichungen des Schüttgutdruckes von der Rotationssymmetrie bewirken. Die Schadensanalysen ließen jedoch erkennen, daß Störungen durch achsensymmetrische Trichterausbildung und Auslaufanordnungen sowie durch achsensymmetrisch angeordnete Fördereinrichtungen offenbar vergleichsweise klein sind und vom Lastansatz nach DIN 1055-6 bzw. EB für zentrisches Entleeren mit abgedeckt werden. Höhere Drücke als nach derzeit gültiger Norm für zentrisches Entleeren sind wirklichkeitsfern; sie hätten in einigen Fällen zum Einsturz führen müssen. Bei gedungenen Zementsilos scheinen insbesondere günstigere Verhältnisse vorzuliegen (Anlage 14).

Andere Verhältnisse ergeben sich, wenn große Einbauteile in schlanken Zellen die Rotationssymmetrie stören. Dort können offenbar erhebliche Druckänderungen auftreten, die auch noch weit oberhalb des Einbauteils zu erheblichen Biegespannungen führen. Diese werden durch die Annahme eines rotationssymmetrischen Druckes nach 1055-6 oder EB bei weitem nicht mehr abgedeckt. Bei Silos mit großen Einbauteilen - z. B. sogenannten Entlastungsbalken - sind somit stets besondere Überlegungen zur Abschätzung der Wand-Biege-Beanspruchung im Rahmen einer statischen Berechnung notwendig.

Eine allgemein gültige Lösung des Problems für beliebige Einbauteile ist derzeit nicht bekannt. Nach den Abschätzungen im Rahmen einiger Schadensanalysen ist folgende Vorgehensweise denkbar:

Aus den geometrischen Randbedingungen im Bereich des Einbauteiles ist eine qualitativ plausible Funktion eines Umlagerungsdruckes  $\Delta p_h$  abzuleiten. Ihr Maximalwert entspricht einem ebenfalls nur abschätzbaren Anteil  $\alpha$  des Horizontaldruckes ohne Einbauteil bei zentrischem Entleeren ( $p_{he,z}$ ) nach 1055-6 bzw. EB. Die Funktion besitzt demzufolge die Form:

$$\Delta p_h = \alpha p_{he,z} \cdot F(\varphi)$$

wobei  $F(\varphi)$  die Abhängigkeit vom jeweiligen Kreiswinkel  $\varphi$  ausdrückt (z. B.:  $F(\varphi) = \cos 2\varphi$ ).

Die Ergebnisse der Schadensanalysen lassen erwarten, daß sich mit  $\alpha \approx 0,30$  - bei Außerachtlassung jeglicher Bettungswirkung des Schüttgutes - aus  $\Delta p_h$  eine Biegebeanspruchung ergibt, deren gleichzeitige Berücksichtigung mit der Ringzugkraft aus dem rotationssymmetrischen Druck  $p_{he,z}$  einen hinreichenden Sicherheitsabstand liefert.

In Anbetracht der begrenzten Kenntnisse über das Abklingen der Größe der Druckumlagerung zur Schüttgutoberfläche und wegen der aus entsprechenden Meßergebnissen erkennbaren Änderung der Verhältnisse in höher gelegenen Schnitten, erscheint es vorläufig ratsam, den Ansatz für  $\Delta p_h$  mit  $\alpha = 0,30$  auf ganzer Schüttguthöhe zugrunde zu legen und die entsprechend  $p_{he,z}$  mit der Tiefe  $z$  veränderlichen Maximalmomente aus  $\Delta p_h$  anzusetzen.

Auch bei der Festlegung der Lasten auf die Einbauteile selbst sind eigene Überlegungen anzustellen. Es muß ungünstig mit einer verstärkten Abtragung von Schüttgut auf die Einbauteile gerechnet werden. Dabei sind auch außergewöhnliche Betriebs-situationen oder Schüttgutverfestigungen in Betracht zu ziehen.

## 15. Literaturverzeichnis

- [1] Janssen, H.A.: Versuche über Getreidedruck in Silozellen. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 40 (1896), Nr. 35, S. 1045
- [2] Koenen, M.: Berechnung des Seiten- und Bodendruckes in Silozellen. Zentralblatt der Bauverwaltung (1896), S. 446
- [3] Nakonz, W.: Silos. Betonkalender Teil II (1936, 1940, 1944, 1951, 1952, 1955, 1960, 1965, 1968), Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn
- [4] Koznietzki, K.: Silos. Betonkalender 1971, Teil II. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn
- [5] Timm, G. und R. Windels: Silos. Betonkalender 1977, Teil II. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn
- [6] Ciesielski, R., Mitzel, A., Stachurski, W., Suwalski, J. und Z. Zmudzinski: Behälter, Bunker, Silos, Schornsteine, Fernsehürme und Freileitungsmaste. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1970
- [7] Pieper, K. und F. Wenzel: Druckverhältnisse in Silozellen. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1964
- [8] Pieper, K., Mittelmann, G. und F. Wenzel: Messungen des horizontalen Getreidedruckes in einer 65 m hohen Silozelle. Beton- und Stahlbetonbau 59 (1964), H. 11, S. 241
- [9] Leonhardt, F., Boll, K. und E. Speidel: Zur Frage der sicheren Bemessung von Zementsilos. Beton- und Stahlbetonbau 55 (1960), H. 3, S. 49
- [10] Kordina, K. und J. Eibl: Zur Frage der Temperaturbeanspruchung von kreiszyllindrischen Stahlbetonsilos. Beton- und Stahlbetonbau 59 (1964), H. 1, S. 1
- [11] Prüfungszeugnis des Landesamtes für Baustoffprüfung in Bremen vom 18.07.1973
- [12] Herstellen von Silos in Gleitbauverfahren. Merkblatt des Deutschen Beton-Vereins, Fassung Mai 1977
- [13] Nothdurft, H.: Schüttgutlasten in Silozellen mit Querschnittsverengungen. Dissertation TU Braunschweig, 1976
- [14] Untersuchungsbericht Nr. 76 2067 - Nei/Cr - des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der TU Braunschweig, 1976



- [15] Nothdurft, H.: Messungen von Silolasten am Großsilo in Brake. Veröffentlichung des Lehrstuhls für Hochbaustatik der TU Braunschweig, 1974
- [16] Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau, Fünfter Teil. Springer Verlag, 1980
- [17] Schulze, H. und H. Duddeck: Spannungen in schildvorgetriebenen Tunneln. Beton- und Stahlbetonbau 8/1964
- [18] Kordina, K. und H. Fröning: Silozellen bei nicht rotationssymmetrischen Silolasten unter Einbeziehung des Zusammenwirkens zwischen Füllgut und Silomantel einschließlich seines verformten Zustandes. Forschungsbericht, Februar 1980
- [19] Untersuchungsbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig vom August 1979
- [20] Hoffmann, O.H.: Verdichtungsverhalten körniger landwirtschaftlicher Haufwerke. Dissertation TU Braunschweig, 1975
- [21] Untersuchungsbericht des Prüfamtes für Baustatik in Heilbronn vom 27. Juli 1972
- [22] Untersuchungsbericht Nr. 80 1678 - Bö/CC - des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, 1980
- [23] Untersuchungsbericht Nr. 81 1339 - Ra/CC - des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, 1981
- [24] Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau, Vierter Teil. Springer Verlag, 1978
- [25] Rüschi, H.: Die Ableitung der charakteristischen Werte der Betonzugfestigkeit. Beton H2, 1975
- [26] Löser, B.: Bemessungsverfahren. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1955
- [27] Ciesielski, Mitzel, Stachurski, Suwalski Zmudzinski: Behälter, Bunker, Silos, Schornsteine, Fernsehtürme und Freileitungsmaste. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1970
- [28] Beyer, K.: Die Statik im Stahlbetonbau. Springer Verlag, 1956
- [29] Braun, Forner, Röhling: Rationelle Schalentechnik Bd. 2, Gleitschalungen. VEB Verlag für Bauwesen, Berlin, 1978

- [30] Grasser, E. und G. Thielen: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken. Schriftenreihe des DAfStb, Heft 240, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1976
- [31] Askegaard, V., Bergholdt, M. und J. Nielsen.: Probleme bei der Messung des Silodruckes mit Hilfe von Druckzellen. Die Bautechnik, März 1972
- [32] Boehm, F.: Zur Berechnung runder Silozellen für Zementlagerung (I). Beton- und Stahlbetonbau, Februar 1956
- [33] Boehm, F.: Zur Berechnung runder Silozellen für Zementlagerung (II). Beton- und Stahlbetonbau, März 1956
- [34] Candrljic, V.: Entleeren der Silos mittels perforierter Zwischenzellen. Der Bauingenieur, Oktober 1968
- [35] Cassens, J.: Zur Siloberechnung. Die Bautechnik, Januar 1973
- [36] Chwetzow, W.: Überdrücke in Silozellen. Etudes et Realisations, Nr. 75, Nov.-Dez. 1960
- [37] Fischer, W.: Fließverhalten von Zement. Zement-Kalk-Gips, Nr. 4, 1967
- [38] Franz, G.: Die Seitendrücke in Getreidesilos. Deutscher Betonverein, Vortragsveröffentlichungen 1967
- [39] Fröning, H.: Silozellen bei nichtrotationssymmetrischen Silolasten unter Einbeziehung des Zusammenwirkens zwischen Füllgut und Silomantel einschließlich seines verformten Zustandes. Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben des Lehrstuhls für Stahlbeton- und Massivbau der TU Braunschweig, 1980
- [40] Gstatenbauer, J.: Neuanlage für 3000 T/D Klinker in Zementwerk Wetzlar. Zement-Klinker-Gips, Nr. 3, 1977
- [41] Hallig, K.: Messungen zur Ansatzbildung in Zementsilos. Zement-Kalk-Gips, Nr. 9, 1980
- [42] Hampe, E. und S. Kuehn: Zur geometrischen Optimierung von Behältern. Bauplanung-Bautechnik, Dezember 1978
- [43] Hampe, E.: Spannbeton im Behälter- und Silobau. Bauplanung-Bautechnik, Februar 1978
- [44] Hartmann, F.: Silodruckansätze und Nachrechnung von Silodruckmessungen. Beton- und Stahlbetonbau, Mai 1968
- [45] Haspel, H. und H. Gerok: Stahlklinkersilo bis 350°C für 48000 t Heißklinker. Zement-Kalk-Gips, Nr. 12, 1976

- [46] Hering, K.: Zur Berechnung der Temperaturbeanspruchung von Klinkersilos. Zement-Kalk-Gips, Nr. 12, 1975
- [47] Jenike, A.W. und J.R. Johanson: Fließberechte Siloformen für Schüttgüter. Aufbereitungs-Technik, Nr. 6, 1971
- [48] Kaminski, M.: Untersuchungen des Getreidedrucks in Silozellen. Die Bautechnik, Heft 1, Januar 1981
- [49] Kaminski, M.: Betrieb von Silos mit Exzentrischem Auslauf. Die Bautechnik, Juni 1979
- [50] Kezdi, A.: Erddrucktheorien. Springer Verlag, 1962
- [51] Kleine, I.: Beitrag zur Ermittlung des Temperaturgefälles in der Wand eines Klinkersilos. Zement-Kalk-Gips, Nr. 8, 1972
- [52] Klischat, H.J.: Temperaturmessungen an einem Stahlbetonklinkersilo. Zement-Kalk-Gips, Nr. 10, 1972
- [53] Koch, R. und J. Peter: Bemessung für kombinierte Beanspruchung aus Lasten, Vorspannung und Temperaturzwang am Beispiel von Silowänden. Beton- und Stahlbetonbau, April 1978
- [54] Koenen, M.: Berechnung des Seiten- und Bodendrucks in Silozellen. Zentralblatt der Bauverwaltung, Oktober 1896
- [55] Koetter, F.: Der Bodendruck von Sand in vertikalen zylindrischen Gefäßen. J. für die reine angewandte Mathematik, Berlin 1899
- [56] Leonhardt, F., Fruehauf, H. und D. Netzel: Wasserturm ohne Wärmedämmung, Abminderung von Zwangkräften und Rissebeschränkung. Beton- und Stahlbetonbau, Juni 1969
- [57] Martens, P.: Überschlägige Ermittlung der Temperaturen in Klinkersilos. Die Bautechnik, Nr. 12, 1975
- [58] Martens, P.: Verhalten von staubförmigen Schüttgütern mit und ohne Luftzufuhr. Die Bautechnik, März 1970
- [59] Martens, P.: Silolasten aus staubförmigen Schüttgütern und aus Luftzufuhr. Dissertation TU Braunschweig, 1969
- [60] Mehmel, A.: Ein Beitrag zur Frage der horizontalen Wanddrücke bei der Leerung von einräumigen Silos. Der Bauingenieur, Oktober 1956

- [61] Motzkus, U.: Belastung von Siloböden und Auslauftrichtern durch körnige Schüttgüter. Dissertation, TU Braunschweig, 1973
- [62] Ogniwek, D.: Beitrag zur Ermittlung der Temperaturen in Zement- und Zementklinkersilos aus Stahl- und Stahlbeton. Der Bauingenieur, Januar 1980
- [63] Peter, J. und G. Lochner: Zur Statik, Konstruktion und Ausführung eines Klinkerrundlagers - Hinweise für die Berechnung von Silowänden (I). Beton- und Stahlbetonbau, April 1977
- [64] Peter, J. und G. Lochner: Zur Statik, Konstruktion und Ausführung eines Klinkerrundlagers - Hinweise für die Berechnung von Silowänden (II). Beton- und Stahlbetonbau, Mai 1977
- [65] Petersen, C.: Zur Frage des Silodruckes im Trichterbereich. Der Bauingenieur, Oktober 1968
- [66] Pieper, K.: Messungen der Silolasten an einem Großsilo in Brake. Bericht des Lehrstuhls für Hochbaustatik der TU Braunschweig, 1980
- [67] Pieper, K.: Über das Schlagen in Silozellen. Aufbereitungs-Technik, Nr. 4, 1975
- [68] Pieper, K.: Neuere Erkenntnisse über die Beanspruchung von Silobauten. Deutscher Betonverein, Vortragsveröffentlichungen, 1967
- [69] Pieper, K., Martens, P., Kroll, D. und D. Wagner: Silos für Zementklinker. Zement-Kalk-Gips, Heft 8, 1970
- [70] Pieper, K. und F. Wenzel: Aktuelle Fragen des Entwurfs, der Belastung, der Berechnung und der Bauausführung von Silozellen. Beton- und Stahlbetonbau, August 1978
- [71] Pieper, K. und M. Schütz: Norm-Meß-Silo für Schüttguteigenschaften. Bericht über das Forschungsvorhaben am Lehrstuhl für Hochbaustatik der TU Braunschweig, 1980
- [72] Rabich, R.: Schnittkräfte im zylindrischen Behälter aus Stahlbeton bei Rißbildung. Bauplanung-Bautechnik, Januar 1975
- [73] Schwedes, J.: Fließverhalten von Schüttgütern in Bunkern. Chemie Ingenieur Technik, April 1976
- [74] Terzaghi, K. und R. Jelinek: Theoretische Bodenmechanik. Springer-Verlag, 1954

- [75] Terzaghi, K. und R.B. Peck: Die Bodenmechanik in der Baupraxis. Springer-Verlag, 1961
- [76] Theimer, O.F.: Über die zweckmäßigste und wirtschaftlichste Zellenform für Großraumsilos in Stahlbetonbauart. Beton- und Stahlbetonbau, März 1979
- [77] Theimer, O.F.: Vorsorgliche Maßnahmen zur Verhütung von Siloschäden. Die Mühle + Mischfuttertechnik, Heft 50/51, Dezember 1975
- [78] Theimer, O.F.: Einsturz eines Riesensilos: Die Mühle + Mischfuttertechnik, Heft 7, 1973
- [79] Timm, G. und R. Windels: Siloprobleme aus der Sicht der Praxis. Beton- und Stahlbetonbau, Juli 1979
- [80] Vivancos, J.: Calculation of the Loads Produced in a High Silo During the Emptying Process. ACI-Journal, January 1978
- [81] Wagner, K.: Probleme des Silodruckes. Dissertation, TU Braunschweig, 1971
- [82] Zeidler, D. und H.-D. Starke: Vorspannen von Behältern durch Umwickeln. Bauplanung-Bautechnik, März 1974